



TUGAS AKHIR (RC09-1380)

**MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMEN
DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA
MENGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-
BETON**

**STEBLA DWI ARYA BIMA
NRP 3106 100 116**

**Dosen Pembimbing
Endah Wahyuni, ST, MSc, PhD**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2013**



FINAL PROJECT (RC09-1380)

DESIGN MODIFICATION OF DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA APARTMENT USING STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURE

STEBLA DWI ARYA BIMA
NRP 3106 100 116

Academic Supervisor
Endah Wahyuni, ST, MSc, PhD

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2014

LEMBAR PENGESAHAN

MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada**

**Bidang Studi Struktur
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya**

Oleh :

**STEBLA DWI ARYA BIMA
NRP. 3106 100 116**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

Endah Wahyuni ST.MSc.PhD.

NIP. 197002011995122001



**SURABAYA
JANUARI, 2014**

MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMEN DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON

Nama Mahasiswa : Stebla Dwi Arya Bima
NRP : 3106100116
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Endah Wahyuni, ST, MSc, PhD

ABSTRAK

Dengan meningkatnya kepadatan penduduk dikota-kota besar dan semakin berkurangnya lahan untuk membuka tempat hunian baru, mengakibatkan kota besar seperti Surabaya ini mulai membangun gedung-gedung tinggi untuk hunian seperti apartemen. Berbagai ragam desain, metode yang digunakan, serta pemilihan bahan juga semakin berkembang bervariasi, salah satunya penggunaan metode komposit pada bangunan gedung.

Struktur komposit memiliki berbagai keuntungan dibandingkan dengan struktur beton. Selain berat sendiri bangunan jauh lebih ringan, pada balok komposit memiliki keuntungan momen yang diterima sesuai sesuai dengan kemampuan yang dimiliki oleh masing-masing material, pada balok komposit momen negatif dipikul oleh beton dan momen positif dipikul oleh profil baja. Sedangkan pada beton bertulang momen negatif yang terjadi pada elemen struktur dipikul oleh besi tulangan.

Dalam tugas akhir ini dimodifikasi Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya yang semula menggunakan beton bertulang menjadi struktur komposit setinggi 15 lantai.

Hasil yang didapatkan dari tugas akhir ini adalah mengetahui besaran dimensi struktur yang digunakan seperti pelat, tangga, lift, balok dan kolom yang digunakan, serta mampu merencanakan struktur komposit yang efisien dengan memperhatikan keamanan, kenyamanan, serta estetika, sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Kata Kunci : *Struktur Komposit, Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya, Balok Komposit, Kolom Komposit.*

DESIGN MODIFICATION OF DE PAPILIO TAMANSARI SURABAYA APARTMENT USING STEEL-CONCRETE COMPOSITE STRUCTURE

Student Name : Stebla Dwi Arya Bima
NRP : 3106100116
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor : Endah Wahyuni, ST, MSc, PhD

ABSTRACT

As the increasing density of population in every big cities and as the declining of the vacant location to make any new dwelling place, it makes a big city like Surabaya starts to build rise buildings such as apartments. A broad of design, the used methods, and the new materials is also developed. One of these methods was using composite on the rise building.

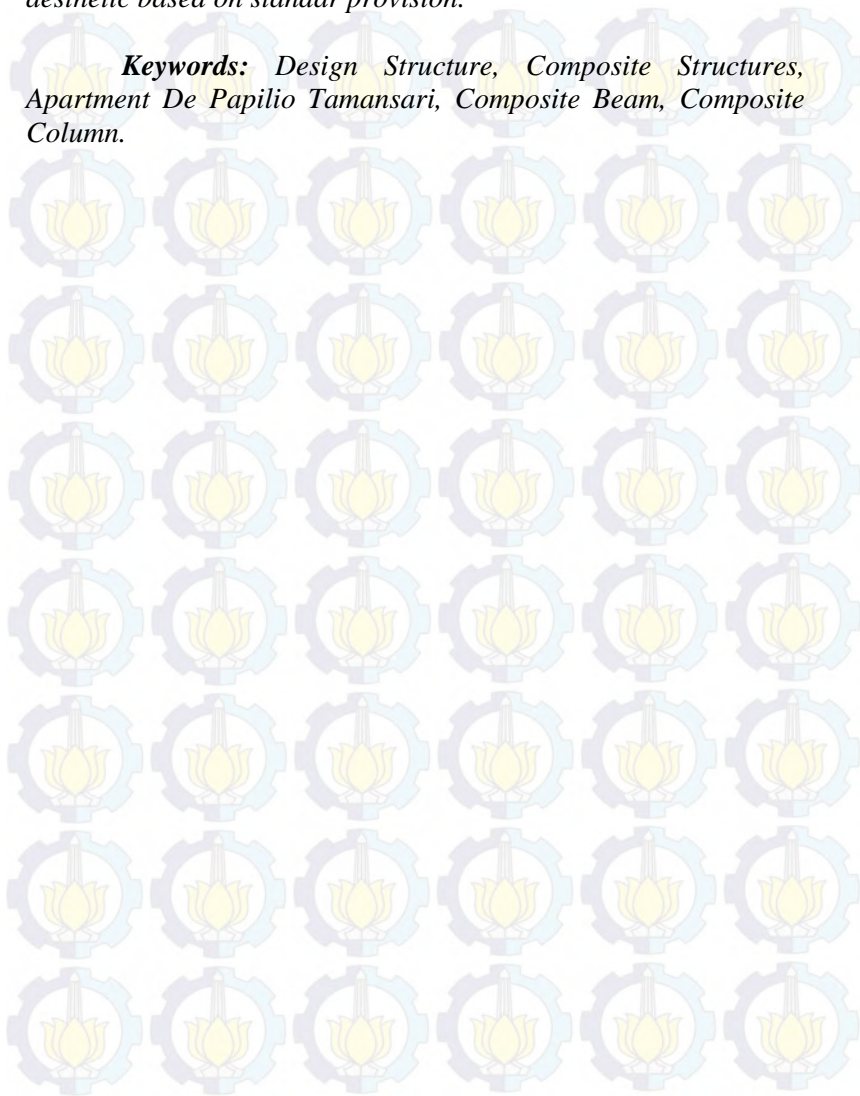
Composite structures have a wide profit compared to the concrete building structure. Whether its own weight much lighter, the composite beam has the advantage received by the appropriate moment according to the capabilities of each material, the composite beam negative moment carried by concrete and positive moments carried by the steel profile. While the negative moment/tensile on reinforced concrete structural, tensile carried by the steel of reinforcement

The objection of this final project, is to modify De Papilio Tamansari Apartment Surabaya from reinforced concrete structure, to be 15 floor composite structure.

The outcome of this final project is to design the dimensional structure used as plates, stairs, elevators, beams and columns, based on Indonesia Standart and able find an efficient

composite structure considering on safety concern, comfort, and aesthetic based on standar provision.

Keywords: *Design Structure, Composite Structures, Apartment De Papilio Tamansari, Composite Beam, Composite Column.*



KATA PENGANTAR

Segala puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT, yang telah memberikan rahmat dan hidayah-Nya, atas ridho-Nya juga, penulis dapat menyelesaikan laporan tugas akhir ini dengan sebaik-baiknya.

Laporan tugas akhir ini berjudul **“MODIFIKASI PERENCANAAN APARTEMEN DE PAPILO TAMANSARI SURABAYA MENGGUNAKAN STRUKTUR KOMPOSIT BAJA-BETON**. Dalam perencanaan struktur gedung ini dibahas permasalahan mengenai perencanaan dimensi tangga, lift, balok, kolom, lantai dan pondasi.

Penulis berusaha menyelesaikan laporan tugas akhir ini dengan sebaik-baiknya, namun juga menyadari bahwa laporan tugas akhir ini masih jauh dari sempurna. Oleh karena itu, penulis menerima saran dan kritik demi kesempurnaan laporan tugas akhir ini.

Pada akhirnya, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Ibu Endah Wahyuni, ST, M.Sc, Ph.D selaku dosen pembimbing tugas akhir ini.
2. Bapak Dr.Ir. Djoko Untung DEA selaku dosen wali.
3. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP - ITS.
4. Rekan-rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan laporan tugas akhir ini.

Semoga laporan tugas akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis dan bagi ilmu pengetahuan khususnya teknik sipil.

Surabaya, Juli 2014

Penulis

DAFTAR ISI

ABSTRAK	v
KATA PENGANGTAR.....	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	4
1.5 Lokasi	4

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum.....	5
2.2 Aksi Komposit.....	7
2.3 Balok Komposit.....	10
2.4 Kolom Komposit	12
2.5 Dek Baja Gelombang	14
2.6 Penghubung Geser.....	15
2.7 Sistem Struktur	15

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum.....	17
3.2 Bagan Alir Penyelesaian	17
3.2.1 Pengumpulan Data	18
3.2.1.1 Data Umum Bangunan	18
3.2.1.2 Data Modifikasi	18
3.2.1.3 Data Bahan	19
3.2.1.4 Data Tanah	19
3.2.2 Studi Literatur.....	19
3.2.3 Perencanaan Struktur.....	19

3.2.3.1 Perencanaan Struktur Balok	19
3.2.3.2 Perencanaan Struktur Kolom.....	19
3.2.4 Pembebanan.....	20
3.2.5 Pemodelan Dan Analisa Struktur	23
3.2.5.1 Struktur Sekunder.....	23
3.2.5.2 Struktur Primer	24
3.2.6 Sambungan	31
3.2.7 Pelat Lantai.....	36
3.2.8 Struktur Bawah.....	36
3.2.8.1 Pondasi Tiang Pancang.....	37
3.2.9 Kontrol Design	41
3.2.10 Penggambaran	42

BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

4.1 Perencanaan Pelat.....	43
4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap.....	43
4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai 1 – 15.....	43
4.2 Perencanaan Tangga.....	46
4.2.1 Data – data Perencanaan Tangga.....	46
4.2.2 Perencanaan Pelat Anak Tangga.....	48
4.2.3 Perencanaan Pelat Bordes	49
4.2.4 Perencanaan Balok Utama Tangga.....	50
4.2.5 Perencanaan Balok Penumpu Tangga	62
4.3 Perencanaan Balok Lift	66
4.3.1 Data Perencanaan	66
4.3.2 Perencanaan Balok Penggantung Lift	68
4.3.3 Perencanaan Balok Penumpu Lift	72
4.4 Perencanaan Balok Anak (BL).....	75
4.4.3 Perencanaan Balok Anak SB-2B.....	75
4.4.3 Perencanaan Balok Anak SB-1B.....	87

BAB V PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA

5.1 Umum.....	91
5.2 Pemodelan Struktur.....	91
5.3 Tahapan Analisis.....	92
5.3.1 Gempa Rencana	92
5.3.2 Kategori Resiko Bangunan (KRB).....	92
5.3.3 Faktor Keutamaan	92
5.4 Perhitungan Analisa Gempa.....	92
5.4.1 Analisa Kelas Situs	92
5.4.2 Kombinasi Beban Berfaktor.....	92
5.4.3 Perhitungan Berat Efektif.....	93
5.4.3.1 Data Perencanaan.....	93
5.4.3.2 Perhitungan Berat Struktur	94
5.4.4 Percepatan Respon Spektrum (MCE)	97
5.4.5 Periode Alami Fundamental	100
5.4.6 Periode Hasil Analisa Struktur.....	102
5.4.7 Kategori Desain Gempa.....	104
5.4.8 Faktor Sistem Penahan Seismik	104
5.4.9 Fleksibilitas Diafragma.....	105
5.4.10 Faktor Redundansi	105
5.4.11 Gaya Geser Dasar Seismik	105
5.4.12 Kontrol <i>Drift</i> (Simpangan Antar Lantai)	108
5.4.13 Kontrol Partisipasi Massa	110

BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Umum.....	113
6.2 Perencanaan Balok Induk.....	113
6.2.1 Perencanaan Balok Induk Melintang	113
6.2.2 Perencanaan Balok Induk Memanjang.....	122
6.3 Perencanaan Kolom Komposit.....	131

BAB VII PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk.....	139
--	-----

7.2 Sambungan Balok Induk Melintang dengan Kolom ...	142
7.3 Sambungan Balok Induk Memanjang dengan Kolom.	149
7.4 Sambungan Antar Kolom	156
7.5 Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	163

BAB VIII PERENCANAAN PONDASI

8.1 Perencanaan Pondasi Gedung.....	171
8.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	171
8.1.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok	176
8.1.3 <i>Repartisi</i> Beban – Beban diatas Tiang Kelompok	180
8.2 Perancangan <i>Poer</i>	182
8.2.1 Kontrol Geser <i>Pons</i> Pada <i>Poer</i>	182
8.2.2 Penulangan <i>Poer</i>	187
8.3 Perancangan Sloof Pondasi (<i>Tie Beam</i>).....	196

PENUTUP

Kesimpulan.....	199
Saran	200

DAFTAR PUSTAKA.....	201
---------------------	-----

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Perbandingan Antara Balok yang Melendut dengan dan Tanpa Aksi Komposit	7
Gambar 2.2 Variasi Regangan pada Balok Komposit	8
Gambar 2.3 Penampang Balok Komposit	11
Gambar 2.4 Penampang Kolom Komposit	12
Gambar 2.5 Penampang Melintang Dek Baja Gelombang	14
Gambar 3.1 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir	17
Gambar 3.2 Distribusi Tegangan Plastis	25
Gambar 3.3 Distribusi Tegangan Negatif	26
Gambar 3.4 Tipe Sambungan	33
Gambar 4.1 Denah Pelat Atap	43
Gambar 4.2 Potongan Pelat Lantai Atap	44
Gambar 4.3 Denah Pelat Lantai 1-15.....	45
Gambar 4.4 Potongan Pelat Lantai 1-15.....	46
Gambar 4.5 Denah Tangga.....	47
Gambar 4.6 Potongan I-I.....	48
Gambar 4.7 Potongan Pelat Bordes.....	50
Gambar 4.8 Model Mekanika Pembebanan Tangga	51
Gambar 4.9 Bidang M tangga	54
Gambar 4.10 Bidang D tangga	54
Gambar 4.11 Bidang N tangga	55
Gambar 4.12 Penampang komposit balok tangga.....	57
Gambar 4.13 Penampang transformasi balok tangga.....	54
Gambar 4.14 Model mekanika pembebanan balok penumpu tangga.....	54
Gambar 4.15 Balok penggantung Lift LB-2	71
Gambar 4.16 Model mekanika pembebanan balok penggantung lift.....	69
Gambar 4.17 Model mekanika pembebanan balok penumpu lift.....	73
Gambar 4.18 Denah balok anak SB-2B.....	75
Gambar 4.19 Model Mekanika Pembebanan Balok BL	

sebelum komposit	77
Gambar 4.20 Model MA, MB, MC.....	78
Gambar 4.21 Model mekanika pembebanan balok BL setelah komposit	81
Gambar 4.22 Penampang komposit balok anak BL.....	83
Gambar 4.23 Penampang transformasi balok anak BL.....	54
Gambar 4.24 Denah balok anak lantai SB-1B	87
Gambar 4.25 Model Mekanika Pembebanan Balok Anak Lantai BL3.....	88
Gambar 5.1 Pemodelan 3D Struktur	91
Gambar 5.2 Wilayah gempa Ss	98
Gambar 5.3 Wilayah gempa Si	99
Gambar 6.1 Penampang Komposit Balok Induk Melintang	118
Gambar 6.2 Distribusi Tegangan Negatif Balok Induk Melintang.....	121
Gambar 6.3 Penampang Komposit Balok Induk Memanjang.....	127
Gambar 6.4 Distribusi Tegangan Negatif Balok Induk Memanjang	130
Gambar 6.5 Penampang Kolom Komposit	132
Gambar 6.6 Portal Bangunan	134
Gambar 7.1 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk	141
Gambar 7.2 Gaya – Gaya yang Bekerja pada Profil T untuk Sambungan Balok Induk Melintang dengan Kolom Bawah	145
Gambar 7.3 Gaya – Gaya yang Bekerja pada Profil T untuk Sambungan Balok Induk Memanjang dengan Kolom Bawah	153
Gambar 7.4 Sambungan Kolom dengan Base Plate	163
Gambar 7.5 Desain baseplate arah x	165
Gambar 8.1 Denah Pondasi P1	177
Gambar 8.2 Denah Pondasi P2	179

Gambar 8.3 Geser Ponds Akibat Kolom pada P1	183
Gambar 8.4 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang pada P1.....	184
Gambar 8.5 Geser Ponds Akibat Kolom pada P2	185
Gambar 8.6 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang pada P2.....	186
Gambar 8.7 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-x untuk P1	187
Gambar 8.8 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-y untuk P1	189
Gambar 8.9 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-x untuk P2	191
Gambar 8.10 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-y untuk P2	193
Gambar 8.11 Diagram Interaksi Aksial vs Momen Pada Sloof	197

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Ukuran Minimum Las Sudut	36
Tabel 5.1 Beban Mati Lantai Pada Lantai I.....	94
Tabel 5.2 Beban Mati Lantai Pada Lantai 2-15.....	95
Tabel 5.3 Beban Mati Lantai Pada Lantai Atap.....	96
Tabel 5.4 Beban Vertikal Pada Masing-masing lantai.....	97
Tabel 5.5 Koefisien Situs Fa.....	99
Tabel 5.6 Koefisien Situs Fv.....	100
Tabel 5.7 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung.....	101
Tabel 5.8 Hasil Periode pada SAP 200 v14.2.....	103
Tabel 5.9 Kategori desain gempa Berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek.....	104
Tabel 5.10 Faktor R,Cd,dan Ω Untuk Penahan Gaya Seismik.....	104
Tabel 5.11 Simpangan Antar Lantai Ijin.....	108
Tabel 5.12 Drift Akibat Gempa Ex.....	109
Tabel 5.13 Drift Akibat Gempa Ey.....	110
Tabel 5.14 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi.....	111
Tabel 8.1 Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang Pancang	173

DAFTAR LAMPIRAN

- Gambar Struktur
- Brosur lift Hyundai
- Brosur Bondex
- Brosur King Cross PT. GUNUNG GARUDA
- Brosur Tiang Pancang Spun Pile WIKA
- Data Tanah

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Surabaya merupakan kota terbesar kedua di Indonesia, banyak penduduk yang datang atau malah bermigrasi ke kota ini. Dengan banyaknya pendatang serta lahan yang ada juga semakin terbatas, maka kini sangat marak dibangun gedung-gedung apartemen karena dirasa lebih efisien dalam memenuhi kebutuhan tempat tinggal. Gedung apartemen juga dirasa sangat cocok untuk dibangun di kota besar karena selain membutuhkan lebih sedikit lahan, biasanya juga memiliki letak yang strategis di pusat kota, tidak seperti perumahan pada umumnya dibangun di pinggiran kota. Sehingga sesuai dengan pola hidup masyarakat kota yang dinamis dan memiliki mobilitas tinggi.

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi terhadap struktur Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya, bangunan dengan tinggi 107 meter dengan 33 lantai ini selanjutnya akan di modifikasi menjadi 15 lantai (tinggi bangunan direncanakan kurang lebih 52,5 meter, dan asumsi tinggi tiap lantai 3.5 m) dengan menggunakan struktur komposit baja-beton.

Struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua atau lebih bahan yang berbeda secara fisik maupun sifatnya, dan tetap terpisah dalam hasil akhir bahan tersebut. Dalam ilmu Teknik Sipil, struktur komposit merupakan struktur yang terdiri dari dua bahan atau lebih yang berbeda secara sifat dan fisik (misalnya baja dengan beton) yang “bekerja sama” untuk memikul beban luar.

Meskipun beton bertulang dan beton prategang juga termasuk dalam material komposit, tetapi keduanya tidak secara tegas dimasukkan dalam kelompok konstruksi komposit karena tulangan bajanya tidak secara struktur memikul beban. Lain halnya dengan konstruksi komposit balok-baja-pelat-beton komposit dimana balok dapat memikul berat sendiri.

Struktur komposit semakin banyak di pakai dalam rekayasa struktur. Dari beberapa penelitian, struktur komposit mampu memberikan kinerja struktur yang baik dan lebih efektif dalam meningkatkan kapasitas pembebanan, kekakuan, dan keunggulan ekonomis.

Peraturan yang digunakan pada perencanaan ini menggunakan peraturan yang terbaru yaitu SNI-03-2847-2002 tentang Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung, SNI-03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, SNI 03-1729-2002 tentang Tata Cara Perencanaan Struktur Baja, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983.

1.2 Perumusan Masalah

Dalam memodifikasi perencanaan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya dengan menggunakan struktur komposit baja beton, ditinjau beberapa masalah antara lain :

1. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan lift ?
2. Bagaimana mengasumsikan pembebanan setelah modifikasi?
3. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom ?
4. Bagaimana pemodelan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu *SAP 2000* ?
5. Bagaimana merencanakan sambungan yang sesuai ?
6. Bagaimana merencanakan pondasi yang sesuai dengan besarnya beban yang dipikul?
7. Bagaimana menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik ?

1.3 Tujuan

Adapun tujuan dari modifikasi perencanaan Gedung Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya dengan menggunakan struktur komposit baja beton yaitu :

1. Merencanakan struktur sekunder yang meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan lift.
2. Mengasumsikan pembebanan setelah adanya modifikasi.
3. Merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom.
4. Memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu *SAP 2000*
5. Merencanakan sambungan yang sesuai.
6. Merencanakan pondasi yang sesuai dengan besarnya beban yang dipikul.
7. Menuangkan hasil perencanaan dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Ruang lingkup permasalahan dan pembahasan pada tugas akhir ini dibatasi oleh beberapa hal antara lain :

1. Perencanaan struktur utama meliputi balok induk dan kolom, sedangkan struktur sekunder meliputi pelat lantai, balok anak, tangga dan lift.
2. Dalam perencanaan ini yang meliputi struktur komposit yakni untuk kolom, balok anak, dan balok induk.
3. Perhitungan struktur pondasi untuk beban terbesar pada kolom di tepi dan tengah gedung.
4. Perencanaan tidak meliputi instalasi mekanikal, elektrik dan saluran air.
5. Tidak meninjau dari segi metode pelaksanaan, analisa biaya, arsitektural, dan manajemen konstruksi.

6. Program bantu yang digunakan adalah SAP 2000 dan Autocad.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa didapatkan dari modifikasi perencanaan ini adalah :

1. Dapat merencanakan struktur komposit yang memenuhi persyaratan keamanan struktur.
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal-hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.
3. Dari segi ekonomis, struktur komposit baja-beton dapat dijadikan alternatif mengingat struktur komposit baja-beton lebih ekonomis bila dibandingkan dengan struktur beton bertulang biasa atau struktur baja biasa.

1.6 Lokasi



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Nippon Steel pada tahun 1975, awalnya mengembangkan teknologi struktur gedung yang terfokus pada struktur baja. Contoh – contoh teknologi konstruksi yang di kembangkan antara lain: *concrete-filled tube (CFT) columns*, yang diberi perhatian khusus pada proyek – proyek rumah susun; *steel-encased reinforced concrete (RC) columns*, untuk pembangunan gedung apartemen yang tinggi dari beton bertulang; dan *PLRC (steel plate-reinforced concrete) columns*, yang menggunakan kolom baja yang dikompositkan dengan pelat baja dan beton bertulang untuk pembangunan gedung apartemen yang tidak terlalu tinggi sampai yang sangat tinggi. (Nakamura & Ohya, 1995)

Struktur komposit selalu ada dalam sejarah konstruksi. Struktur komposit didesain dan dikembangkan oleh insinyur – insinyur bidang spesialis gedung dan jembatan antara tahun 1910 sampai 1938. Metode untuk desain struktur komposit berkembang terus sesuai perkembangan analisa terhadap perencanaan struktur. Pada awalnya, perencanaan komposit menggunakan metode *Allowable Stress Design (ASD)*.

Aplikasi konstruksi komposit yang kita kenal selama ini pertama kali digunakan pada struktur gedung dan jembatan di Amerika Serikat lebih dari 100 tahun yang lalu. Balok komposit baja-beton adalah bentuk pertama dari metode konstruksi komposit. Di Amerika Serikat, sebuah paten dari para insinyur Amerika di kembangkan untuk penghubung geser (*shear connector*) pada sayap atas profil baja untuk menahan gaya geser vertikal saat terjadi aksi komposit. Ini adalah awal dari pengembangan sistem komposit baja dan beton di tahun – tahun berikutnya. (Uy, 2003)

Sistem pelat dan balok komposit telah dikembangkan untuk konstruksi rangka beton bertulang, pengembangan ini memberikan keuntungan pada sistem konstruksi. Keuntungan itu antara lain efisiensi waktu pengerjaan, mengurangi jumlah

tulangan baja yang digunakan, mengurangi rasio panjang-lebar profil dan mengurangi biaya konstruksi. (Uy, 2003)

Struktur komposit antara beton dan balok baja merupakan struktur yang memanfaatkan kelebihan dari beton dan baja yang bekerja bersama-sama sebagai satu kesatuan. Kelebihan tersebut adalah beton kuat terhadap tekan dan baja kuat terhadap tarik. Balok baja yang menumpu konstruksi pelat beton yang di cor ditempat, sebelumnya didesain berdasarkan asumsi bahwa pelat beton dan baja dalam menahan beban bekerja secara terpisah. Pengaruh komposit dari pelat beton dan baja yang bekerja bersama – sama tidak diperhitungkan. Pengabaian ini berdasarkan asumsi bahwa ikatan antara pelat beton dengan bagian atas balok baja tidak dapat diandalkan. Namun dengan kemajuan penggunaan las, penggunaan penyambung geser mekanis menjadi praktis untuk menahan gaya geser horizontal. (Widiarsa & Deskarta, 2007)

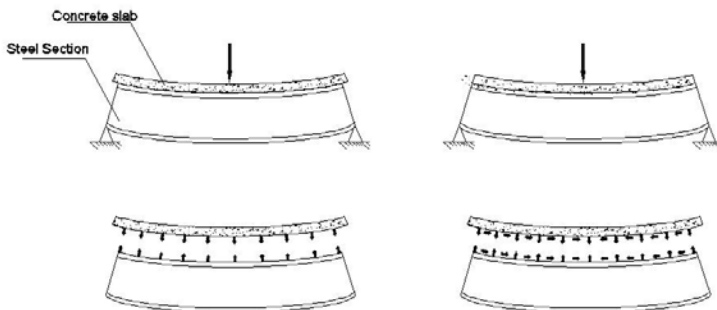
Komposit baja-beton diasumsikan dapat bekerja bersama – sama menahan beban, dengan bantuan alat penghubung geser (*shear connector*) yang dipasang pada sayap atas dari baja profil. Alat penghubung geser tersebut menghasilkan interaksi yang diperlukan untuk aksi komposit antara balok baja profil dan pelat beton, yang sebelumnya hanya menghasilkan lekatan untuk balok yang ditanam seluruhnya dalam beton. Selain itu, alat penghubung geser berfungsi mencegah gerakan slip yang terjadi antara balok baja dengan pelat beton. Sifat dari material baja dan beton yang berbeda, menjadikan suatu struktur komposit dengan penampang yang tidak homogen.

Struktur baja komposit dalam aplikasinya dapat merupakan elemen dari bangunan, baik sebagai balok, kolom dan pelat. Struktur balok komposit terdiri dari dua tipe yaitu balok komposit dengan penghubung geser dan balok komposit yang diselubungi beton. Kolom komposit dapat berupa tabung atau pipa baja yang dicor beton dan baja profil yang diselimuti beton dengan tulangan longitudinal serta diikat dengan tulangan lateral. Pada struktur pelat komposit digunakan pelat beton yang bagian

bawahnya diperkuat dengan dek baja bergelombang (*Widiarsa & Deskarta, 2007*).

2.2 Aksi Komposit

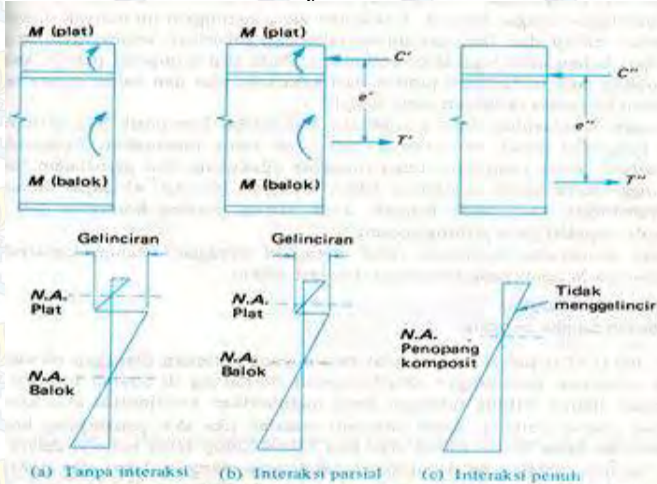
Aksi komposit timbul bila dua batang struktural pemikul beban seperti konstruksi lantai beton dan balok baja penyangga disambung secara integral dan melendut secara satu kesatuan. Besarnya aksi komposit yang timbul bergantung pada penataan yang dibuat untuk menjamin regangan linear tunggal dari atas plat beton sampai muka bawah penampang baja (*Salmon & Johnson, 1991*).



Gambar 2.1 Perbandingan Antara Balok yang Melendut dengan Aksi Komposit dan Tanpa Aksi Komposit (Salmon & Johnson, 1991)

Pada balok non komposit, pelat beton dan balok baja tidak bekerja bersama-sama sebagai satu kesatuan karena tidak

terpasang alat penghubung geser. Apabila balok non komposit mengalami defleksi pada saat dibebani, maka permukaan bawah pelat beton akan tertarik dan mengalami perpanjangan sedangkan permukaan atas dari balok baja akan tertekan dan mengalami perpendekan. Karena penghubung geser tidak terpasang pada bidang pertemuan antara pelat beton dan balok baja maka pada bidang kontak tersebut tidak ada gaya yang menahan perpanjangan serat bawah pelat dan perpindahan serat atas balok baja. Dalam hal ini, pada bidang kontak tersebut hanya bekerja gaya geser vertikal. Sedangkan pada balok komposit, pada bidang pertemuan antara pelat beton dan balok baja dipasang alat penghubung geser sehingga pelat beton dan balok baja bekerja sebagai satu kesatuan. Pada bidang kontak tersebut bekerja gaya geser vertikal dan horizontal, dimana gaya geser horizontal tersebut akan menahan perpanjangan serat bawah pelat dan perpindahan serat atas balok baja.



Gambar 2.2 Variasi Regangan pada Balok Komposit
(Salmon & Johnson, 1991)

Dengan menyelidiki distribusi regangan yang terjadi bila tidak ada interaksi antara slab beton dan balok bajanya (gambar 2.2.a), terlihat bahwa momen resisten total sama dengan :

$$\Sigma M = M \text{ slab} + M \text{ balok} \quad (2.1)$$

Terlihat bahwa untuk kasus ini terdapat dua sumbu netral yaitu satu pada pusat gravitasi slab dan lainnya pada pusat gravitasi balok. Gelincir horizontal yang terjadi karena bagian bawah slab dalam tarik dan bagian atas balok dalam tekan juga terlihat.

Selanjutnya pada kasus dimana hanya terjadi interaksi parsial saja, pada gambar 2.2.b. sumbu netral slab lebih dekat ke balok, dan sumbu netral balok lebih dekat ke slab. Karena interaksi parsial, gelincir horizontal telah berkurang. Akibat dari interaksi parsial adalah terjadinya sebagian gaya tekan dan gaya tarik maksimum C' dan T' , masing-masing pada slab beton dan balok baja. Kemudian momen ketahanan penampang tersebut akan mengalami pertambahan sebesar $T'e'$ atau $C'e'$.

Bila terjadi interaksi lengkap (dikenal sebagai aksi komposit penuh) di antara slab dan balok, tidak akan terjadi gelincir dan diagram regangan yang dihasilkan dapat dilihat dalam gambar 2.2.c. Dalam kondisi demikian, terjadilah sumbu netral tunggal yang terletak di bawah sumbu netral slab dan di atas sumbu netral balok. Selain itu, gaya-gaya tekan dan tarik C'' dan T'' lebih besar daripada C' dan T' yang ada pada interaksi parsial. Momen tahanan dari penampang yang sepenuhnya komposit menjadi

$$\Sigma M = T'' e'' \text{ atau } C'' e'' \quad (2.2)$$

Lendutan

Komponen struktur komposit memiliki momen inersia yang lebih besar daripada komponen struktur non komposit, akibatnya lendutan pada komponen struktur komposit akan lebih kecil. Momen inersia dari komponen struktur komposit hanya dapat tercapai setelah beton mengeras, sehingga lendutan yang diakibatkan oleh beban-beban yang bekerja sebelum beton

mengeras, dihitung berdasarkan momen inersia dari profil baja saja.

Pada daerah momen positif, beton akan mengalami tekan secara berkesinambungan yang akan mengakibatkan beton mengalami gejala rangkak (*creep*). Rangkak adalah salah satu bentuk deformasi struktur yang terjadi akibat beban tekan yang bekerja secara terus menerus. Setelah deformasi awal tercapai, deformasi tambahan yang diakibatkan rangkak akan terjadi secara perlahan dan dalam jangka waktu yang cukup lama.

Lendutan jangka panjang yang terjadi pada komponen struktur komposit dapat diperkirakan dengan cara mengurangi luas pelat beton sehingga momen inersia akan mengecil. Luasan pelat beton biasanya direduksi dengan cara membagi lebar pelat dengan angka $2n$ atau $3n$, dengan n adalah rasio modulus.

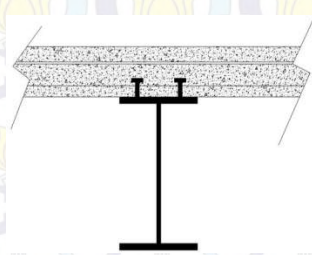
Pada konstruksi tanpa perancah (*unshared*), diperlukan sebanyak tiga buah momen inersia yang berbeda untuk menentukan lendutan jangka panjang, yaitu:

1. I_s , momen inersia dari profil baja, yang digunakan untuk menghitung lendutan yang ditimbulkan oleh beban-beban yang bekerja sebelum beton mengeras.
2. I_{tr} , momen inersia dari penampang komposit yang dihitung berdasarkan lebar efektif b/n , digunakan untuk menghitung lendutan yang ditimbulkan oleh beban hidup dan beban mati yang bekerja setelah beton mengeras.
3. I_{tr} , yang dihitung berdasarkan lebar efektif $b/2n$, untuk menentukan besar lendutan jangka panjang yang disebabkan oleh beban mati yang bekerja setelah beton mengeras.
- 4.

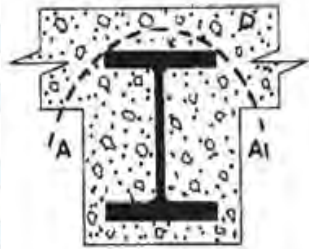
2.3 Balok Komposit

Balok adalah salah satu diantara elemen-elemen struktur yang paling banyak dijumpai pada setiap struktur. Balok adalah elemen struktur yang memikul beban yang bekerja tegak lurus dengan sumbu longitudinalnya. Hal ini akan menyebabkan balok melentur. Balok komposit dapat dibentuk dari profil baja yang

diberi penghubung geser (shear connector) pada sayap atas profil baja (Gambar 2.3(a)) atau dapat pula dari profil baja yang dibungkus dengan beton (Gambar 2.3(b)).



(a) Balok Komposit dengan Penghubung Geser



(b) Balok Baja yang Diselubungi Beton

Gambar 2.3 Penampang Balok Komposit (Johnson, 2004)

Beberapa jenis balok komposit yang diberi penghubung geser (gambar 2.3.(a)) antara lain :

1. Balok komposit penuh

Untuk balok komposit penuh, penghubung geser harus disediakan dalam jumlah yang memadai sehingga balok mampu mencapai kuat lentur maksimumnya. Pada penentuan distribusi tegangan elastis, slip antara baja dan beton dianggap tidak terjadi (SNI 03-1729-2012 Ps.12.2.6).

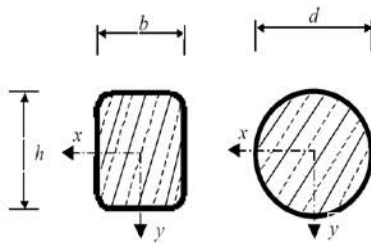
2. Balok komposit parsial

Pada balok komposit parsial, kekuatan balok dalam memikul lentur dibatasi oleh kekuatan penghubung geser. Perhitungan elastic untuk balok seperti ini, seperti pada penentuan defleksi atau tegangan akibat beban layan, harus

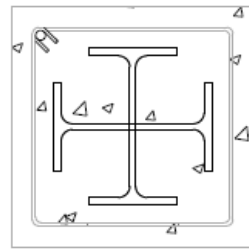
mempertimbangkan pengaruh adanya slip antara baja dan beton (SNI 03-1729-2012 Ps. 12.2.7) .

2.4 Kolom Komposit

Kolom komposit dapat dibentuk dari pipa baja yang diisi dengan beton polos (*Gambar 2.4(a)*) atau dapat pula dari profil baja hasil gilas panas yang dibungkus dengan beton dan diberi tulangan baja serta sengkang, seperti halnya pada kolom beton biasa (*Gambar 2.4(b)*).



(a) Kolom Komposit dengan tube Baja yang diisi Beton



(b) Kolom Komposit dengan Profil Baja dibungkus Beton

Gambar 2.4 Penampang Kolom Komposit

Persyaratan bagi suatu kolom komposit ditentukan dalam SNI 03-1729-2012 pasal 12.3.1. Batasan-batasan berikut harus dipenuhi oleh suatu kolom komposit:

1. Luas penampang profil baja minimal sebesar 4% dari luas total penampang melintang kolom komposit, jika kurang

maka komponen struktur tekan ini akan beraksi sebagai kolom beton biasa.

2. Untuk profil baja yang diselubungi beton, persyaratan berikut harus dipenuhi:
 - a. Tulangan longitudinal dan lateral harus digunakan, jarak antar pengikat lateral tidak boleh lebih besar dari $2/3$ dimensi terkecil penampang kolom komposit. Luas penampang melintang dari tulangan longitudinal dan transversal minimum $0,18 \text{ mm}^2$ per mm jarak antar tulangan longitudinal/transversal.
 - b. Selimut beton harus diberikan minimal setebal 40 mm dari tepi terluar tulangan longitudinal dan transversal.
 - c. Tulangan longitudinal harus dibuat menerus pada lantai tingkat kecuali tulangan longitudinal yang hanya berfungsi sebagai kekangan beton.
3. Kuat tekan beton, berkisar antara 21 hingga 55 MPa untuk beton normal, dan minimal 28 MPa untuk beton ringan.
4. Tegangan leleh profil baja dan tulangan longitudinal tidak boleh melebihi 380 MPa.
5. Untuk mencegah tekuk lokal pada pipa baja atau penampang baja berongga, maka ketebalan dinding minimal disyaratkan sebagai berikut:
 - a. Untuk penampang persegi dengan sisi b, maka :

$$t \geq \bar{b} \sqrt{f_y / E}$$

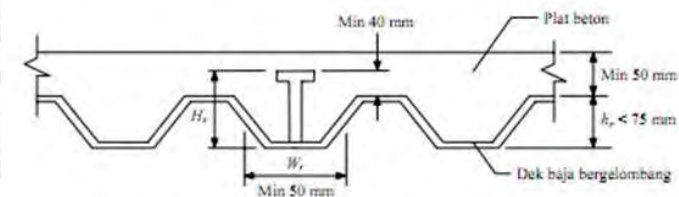
- b. Untuk penampang lingkaran dengan diameter D, maka :

$$t \geq D \sqrt{f_y / 8E}$$

2.5 Dek Baja Gelombang

Perkembangan struktur komposit dimulai dengan digunakannya dek baja gelombang, yang selain berfungsi sebagai bekisting saat pelat beton dicetak, juga berfungsi sebagai tulangan positif bagi pelat beton. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Persyaratan dek baja gelombang dan penghubung gesernya untuk digunakan dalam komponen struktur komposit diatur dalam SNI 03-1729-2012 pasal 12.4.5.1. Dalam pasal ini disyaratkan:

1. Tinggi maksimum dek baja, $h_i < 75$ mm.
2. Lebar rata-rata minimum dari gelombang dek, $w > 50$ mm, lebar ini tidak boleh lebih besar dari lebar bersih minimum pada tepi atas dek baja.
3. Tebal pelat minimum diukur dari tepi atas dek baja = 50 mm.
4. Diameter maksimum stud yang dipakai = 20 mm, dan dilas langsung pada flens balok baja.
5. Tinggi minimum stud diukur dari sisi dek baja paling atas = 40 mm.



Gambar 2.5 Penampang Melintang Dek Baja Gelombang (SNI 03-1729-2012)

2.6 Penghubung Geser

Gaya geser yang terjadi antara pelat beton dan profil baja harus dipikul oleh sejumlah penghubung geser, sehingga tidak terjadi slip pada saat masa layan. Besarnya gaya geser horizontal yang harus dipikul oleh penghubung geser diatur dalam SNI 03-1729-2012 pasal 12.6.2. Pasal ini menyatakan bahwa untuk aksi komposit di mana beton mengalami gaya tekan akibat lentur, gaya geser horizontal total yang bekerja pada daerah yang dibatasi oleh titik-titik momen positif maksimum dan momen nol yang berdekatan, harus diambil sebagai nilai terkecil dari

$$\begin{aligned} & A_s \times f_y \\ & 0.85 \times f'_c \times A_c \\ & \text{atau } S_{Qn} \end{aligned} \quad (2.3)$$

Persyaratan mengenai jarak antar penghubung geser diatur dalam SNI 03-1729-2012 pasal 12.6.6 yang antara lain mensyaratkan:

1. Selimut lateral minimum = 25 mm, kecuali ada dek baja.
2. Diameter maksimum = 2,5 x tebal flens profil baja.
3. Jarak longitudinal minimum = 6 x diameter penghubung geser.
4. Jarak longitudinal maksimum = 8 x tebal pelat beton.
5. Jarak minimum dalam arah tegak lurus sumbu longitudinal = 4 x diameter.
6. Jika digunakan dek baja gelombang, jarak minimum penghubung geser dapat diperkecil menjadi 4 x diameter.

2.7 Sistem Struktur

Sistem struktur yang digunakan pada perencanaan gedung merupakan hal yang perlu diperhatikan. Faktor daya tahan terhadap gempa mengharuskan suatu bangunan gedung memiliki sistem struktur yang sesuai berdasar SNI-03-1726-2012.

Pembagian sistem struktur menurut wilayah gempanya dibagi sebagai berikut :

1. Wilayah Gempa 1 dan 2 (Resiko Gempa Rendah) Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB) dan dinding struktur dengan beton biasa.
2. Wilayah Gempa 3 dan 4 (Resiko Gempa Menengah) Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) dengan beton tanpa detailing khusus.
3. Wilayah Gempa 5 dan 6 (Resiko Gempa Tinggi) Desain menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan Sistem Dinding Struktur Khusus dengan beton khusus.

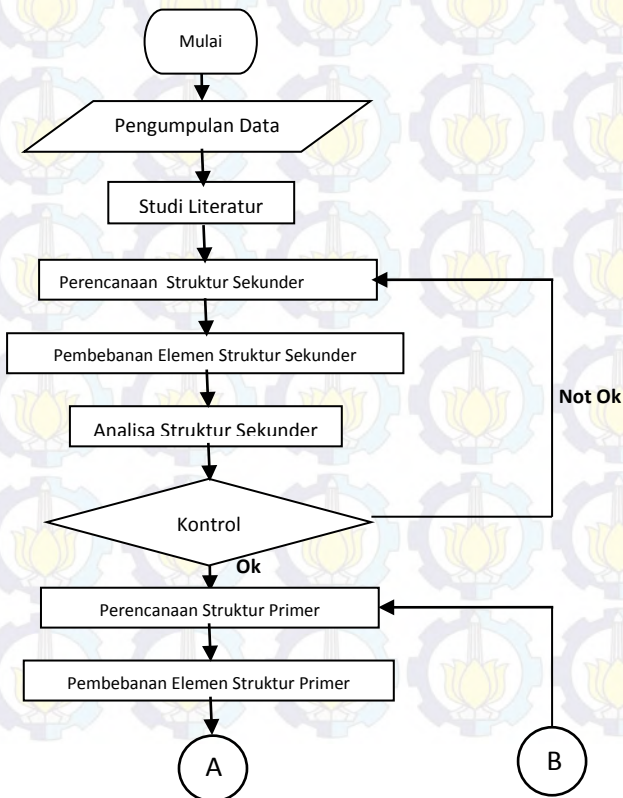
Perencanaan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya direncanakan terletak pada zona gempa 2, sehingga digunakan sistem struktur berupa Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB).

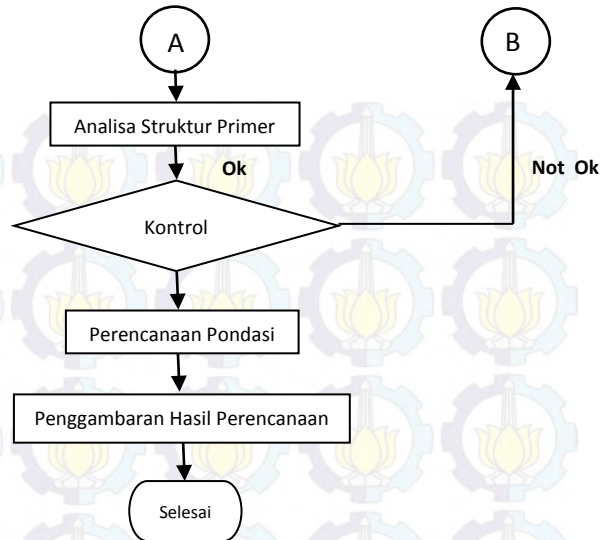
BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Pada bab metodologi ini akan dijelaskan mengenai tata cara penyelesaian tugas akhir. Mulai dari pengumpulan data, literatur, preliminary design, analisa elemen (primer dan sekunder), analisa beban (gravitasi, angin, gempa), dan pedoman perencanaan, sampai dengan kesimpulan akhir dari analisa struktur ini yaitu untuk mendapatkan perencanaan gedung.

3.2 Bagan Alir Penyelesaian Tugas Akhir





Gambar 3.1 Diagram Alir Penyelesaian Tugas Akhir

3.3 Pengumpulan Data

Mengumpulkan data – data yang diperlukan berupa:

3.3.1 Data Umum Bangunan

Nama Gedung : Blok Apartemen De Papilio Tamansari

Surabaya

Fungsi : Apartemen

Jumlah Lantai : 33 Lantai

Tinggi Gedung : 107 m

Struktur Utama : Beton Bertulang

3.3.2 Data Modifikasi

Nama Gedung : Blok Apartemen De Papilio Tamansari

Surabaya

Fungsi : Apartemen

Jumlah Lantai : 15

Tinggi Gedung : 52.5 m

Struktur Utama : Komposit Baja Beton

3.3.3 Data Bahan

Beton : $f'c = 30\text{Mpa}$

Baja : $f_y = 370\text{Mpa}$

3.3.4 Data Tanah

Data tanah yang digunakan berasal dari hasil pengujian dari beberapa titik dilokasi pembangunan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya.

3.4 Studi Literatur

Melakukan studi referensi berupa : peraturan, buku pustaka, penelitian terdahulu yang berkaitan dengan perencanaan struktur komposit baja beton.

3.5 Perencanaan Struktur

3.5.1 Perencanaan Struktur Balok

$$Z_p = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(3.1)$$

Dari nilai Z_p ini akan didapat rencana awal dimensi balok, dimana:

M_u : Momen Ultimate Beban

ϕ : Faktor Reduksi Lentur

M_n : Momen Nominal

Z_p : Tegangan Tahan Plastis

f_y : Tegangan Leleh Baja

3.5.2 Perencanaan Struktur Kolom

$$A = \frac{P_u}{\phi \cdot f_y} \dots\dots\dots(3.2)$$

Dari nilai A ini akan didapat rencana awal dimensi kolom, dimana :

P_u : Gaya Aksial Ultimate Beban

ϕ : Faktor Reduksi Gaya Aksial Tekan

A : Luas Penampang

f_y : Tegangan Leleh Baja

3.6 Pembebanan

Perencanaan pembebanan pada struktur ini berdasarkan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983 dan SNI 03-1726-2012. Pembebanan tersebut antara lain :

a. Beban mati (PPIUG 1983 Bab1 pasal 1.1)

Beban mati ialah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian - penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.

Berat sendiri bahan bangunan yang dipakai dan komponen gedung (dari tabel 2.1) :

- Beton bertulang : 2400 kg/m^3
- Adukan dari semen (per cm tebal) : 21 kg/m^2
- Aspal (per cm tebal) : 14 kg/m^2
- Pasangan bata merah 1 batu : 450 kg/m^2
- Penutup lantai (per cm tebal) : 24 kg/m^2
- Plafond : 11 kg/m^2
- Penggantung Plafond : 7 kg/m^2
- Berat volume AC dan perpipaan : 25 kg/m^2

b. Beban hidup (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1. 2)

Beban hidup adalah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung, dan ke dalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang - barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut.

- Beban hidup pada atap : 100 kg/m^2
(pasal 3.2.1)
- Beban hidup pada lantai : 250 kg/m^2
(pasal 3.1.1)
- Beban hidup pada lantai elevator : 400 kg/m^2
(tabel 3.1)

- Beban hidup pada tangga : 300 kg/m²
(tabel 3.1)

c. Beban angin (PPIUG 1983 Bab 1 pasal 1. 3)

Beban angin ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya tekanan positif dan tekanan negatif ini dinyatakan dalam kg/m², ditentukan dengan mengalikan tekanan tiup yang ditentukan dalam pasal 4.2 (PPIUG 1983) dengan koefisien - koefisien angin yang ditentukan dalam pasal 4.3 (PPIUG 1983).

d. Beban gempa dinamis

- Lantai tingkat sebagai diafragma

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 5.3.1 bahwa lantai tingkat, atap beton dan sistem lantai dengan ikatan suatu struktur gedung, dapat dianggap sangat kaku dalam bidangnya dan karenanya dapat dianggap bekerja sebagai diafragma terhadap beban gempa horizontal.

- Arah pembebanan

Beban gempa yang bekerja pada struktur bangunan terjadi dalam arah sembarang (tidak terduga) baik dalam arah x dan y secara bolak balik dan periodikal. Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 5.8.2. Untuk mensimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa rencana dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa yang arahnya tegak lurus dengan arah utama dengan efektifitas 30%.

- Gempa respon spektrum X :
100% efektifitas untuk arah X dan 30% efektifitas arah Y
- Gempa respon spektrum Y :
100% efektifitas untuk arah Y dan 30% efektifitas arah X
- Faktor respons gempa (C)

Faktor Respon Gempa (C) dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang Nilai Faktor Respon Gempa (C1) bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam spektrum respon gempa rencana. Respon Spektrum gempa rencana untuk masing masing wilayah gempa ditetapkan grafik nilai C-T dalam Gambar 2 SNI 03-1726-2012.

- Respon spektrum rencana

Menurut SNI 03-1726-2012 pasal 7.2.1 menyatakan bahwa analisis respons spektrum gempa rencana, nilai ordinatnya harus dikalikan dengan I/R. Lalu karena nilai C dinyatakan dengan percepatan gravitasi, maka nilai C harus dikalikan faktor pengali percepatan gravitasi sebesar 9,81 m/s.

- Kontrol waktu getar alami fundamental (T)

Untuk mencegah penggunaan struktur gedung yang terlalu fleksibel, nilai waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung harus dibatasi. Dengan nilai z dari Tabel 8 SNI 03-1726-2012 dan n adalah jumlah lantai dari gedung yang akan ditinjau, maka kontrol waktu getar alami fundamental (T) menjadi :

$$T < \zeta n \quad \dots\dots\dots(3.3)$$

- Kontrol gaya geser dasar (base shear)

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama, sesuai SNI 03-1726-2012 Ps. 7.1.3.

– Untuk arah x

$$V_{XS} = \frac{C_{X,I}}{R} W_t \dots\dots\dots(3.4)$$

– Untuk arah y

$$V_{YS} = \frac{C_{Y,I}}{R} W_t \dots\dots\dots(3.5)$$

Sehingga untuk memenuhi persyaratan SNI 03-1726-2012 Ps. 7.1.3, maka menurut SNI 03-1726-2012 ps 7.2.3 gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi

struktur gedung hasil analisis ragam spektrum respon dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilainya dengan suatu faktor skala.

$$FS = \frac{0.8V_1}{V_t} \geq 1 \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

dimana :

V_1 = Gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam pertama

V = Gaya geser dasar nominal yang didapat dari hasil analisa t ragam spektrum respons yang telah dilakukan Sehingga dengan cara tersebut didapat nilai FS untuk masing masing arah pembebanannya.

- Simpangan antar lantai (SNI 03-1726-2012)
 - Kinerja batas layan
 - Dipilih nilai terkecil antara : (pasal 8.1)

$$\Delta S = 0.03/R \quad \dots\dots\dots(3.7)$$

$$\Delta S = 30 \text{ mm}$$

Dimana:

$$R = R_{SRPMB \text{ Baja}} = 4.5 \text{ (pasal 4.3.6)}$$

- Kinerja batas ultimate : (pasal 8.2)

$$\Delta M = \Delta S * \xi \quad \dots\dots\dots(3.8)$$

e. Kombinasi pembebanan

Kombinasi Pembebanan sesuai dengan LRFD adalah sebagai berikut (SNI 03-1729-2000) :

$$1,4D \quad \dots\dots\dots(3.9)$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \quad \dots\dots\dots(3.10)$$

$$1,2D + 1,6(L \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8 W) \quad \dots\dots\dots(3.11)$$

$$1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5 (L_a \text{ atau } H) \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

$$1,2D + 1,0E + \gamma_L L \quad \dots\dots\dots(3.13)$$

$$0,9D - (1,3W \text{ atau } 1,0 E) \quad \dots\dots\dots(3.14)$$

3.7 Pemodelan dan Analisa Struktur

3.7.1 Struktur sekunder

Perhitungan struktur sekunder meliputi :

- a. Perencanaan Tangga
- b. Perencanaan Pelat Lantai
- c. Perencanaan Pelat Atap
- d. Perencanaan Balok Anak
- e. Perencanaan Balok Lift

3.7.2 Struktur primer

3.7.2.1 Balok komposit

- *Kekuatan balok komposit dengan penghubung geser (SNI 03-1729-2012 pasal 12.4.2)*

- a. Kekuatan lentur positif (LRFD Pasal 12.4.2.1) :

- Untuk penampang berbadan kompak

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{fy}} \dots \dots \dots (3.15)$$

dengan $\phi_b = 0,85$

Kekuatan lentur positif (M_n) dapat dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan plastis pada penampang komposit.

- Untuk penampang berbadan tidak kompak

$$\frac{h}{tw} > \frac{1680}{\sqrt{fy}} \dots \dots \dots (3.16)$$

dengan $\phi_b = 0,9$

Kekuatan lentur positif dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan elastis. Pada kondisi ini, kekuatan lentur batas penampang ditentukan oleh terjadinya leleh pertama.

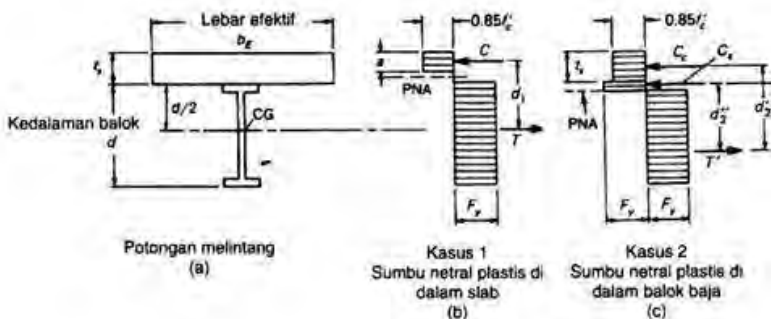
- b. Kuat lentur negatif rencana $\phi_b \cdot M_n$ yang dihitung untuk penampang baja saja, dengan mengikuti ketentuan-ketentuan pada butir 8 (LRFD Pasal 12.4.2.2)

- Lebar efektif plat lantai :
 - Untuk gelagar interior (balok tengah) :

- $$b_{eff} \leq \frac{L}{4}$$
- $$b_{eff} \leq b_0 \text{ (untuk jarak balok yang sama)}$$
- Untuk gelagar eksterior (balok tepi) :
- $$b_{eff} \leq \frac{L}{8}$$
- $$b_{eff} \leq b_0/2 + \text{(jarak dari pusat balok ke pinggir slab)}$$
- dimana : L = bentang balok
 b_0 = bentang antar balok

Menghitung momen nominal (M_n) :

- Perhitungan M_n berdasar distribusi tegangan plastis :



Gambar 3.2 Distribusi Tegangan Plastis (Salmon, 1996)

c. Menghitung momen nominal (M_n) positif

1. Menentukan gaya tekan (C) pada beton :

$$C = 0,85.f'c.tp.b_{eff} \dots \dots \dots (3.17)$$

Menentukan gaya tarik (T) pada baja :

$$T = A_s.f_y \dots \dots \dots (3.18)$$

Dipilih nilai yang terkecil dari kedua nilai di atas

2. Menentukan tinggi balok tekan efektif:

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \dots \dots \dots (3.19)$$

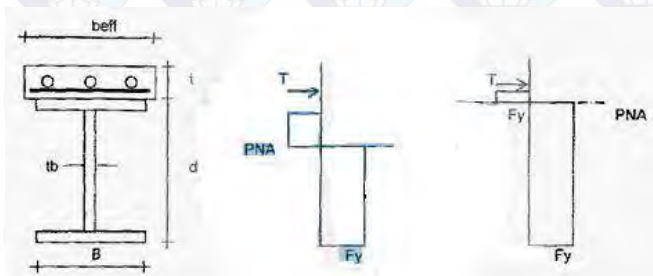
3. Kekuatan Momen Nominal:

$$Mn = C \cdot d_1 \text{ atau } T \cdot d_1 \dots \dots \dots (3.20)$$

Bila kekuatan nominal dinyatakan dalam bentuk gaya baja akan diperoleh:

$$Mn = As \cdot f_y \left(\frac{d}{2} + ts - \frac{a}{2} \right) \dots \dots \dots (3.21)$$

d. Menghitung momen nominal (M_n) negatif



Gambar 3.3 Distribusi Tegangan Plastis Untuk Negatif

1. Menentukan lokasi gaya tarik pada balok baja:

$$T = n \cdot A_r \cdot f_{yr} \dots \dots \dots (3.22)$$

$$P_{yc} = A_s \cdot f_y \dots \dots \dots (3.23)$$

Gaya pada sayap

$$P_w = \frac{P_{yc} - T}{2} - Pf \dots \dots \dots (3.24)$$

Gaya pada badan;

$$a_w = \frac{P_w}{t_w \cdot f_y} \dots \dots \dots (3.26)$$

2. Menghitung jarak ke centroid

$$d_1 = hr + tb -$$

$$c \dots \dots \dots (3.27)$$

$$d_2 = \frac{(Pf \cdot 0,5 \cdot tf) + (Pw(tf + 0,5 \cdot a_{web}))}{Pf + Pw} \dots \dots \dots (3.28)$$

$$d_3 = \frac{d}{2} \dots \dots \dots (3.29)$$

3. Menghitung momen ultimate :

$$Mn = T(d_1 + d_2) + Pyc(d_3 - d_4) \dots \dots \dots (3.30)$$

- Kuat Geser Rencana Balok Komposit :

Kuat geser rencana ($\phi \cdot V_n$) ditentukan berdasarkan kuat geser badan penampang baja saja. ($\phi_s = 0,9$)

– Bila :

$$\frac{h}{t_w} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \rightarrow V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \dots \dots \dots (3.31)$$

Pelat badan leleh \rightarrow Plastis

– Bila :

$$1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \dots \dots \dots (3.32)$$

$$V_n =$$

$$0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot \frac{1,10 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}}{h/t_w} \dots \dots \dots (3.33)$$

Pelat badan menekuk inelastic \rightarrow “Inelastic Buckling”

– Bila :

$$\frac{h}{t_w} > 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \rightarrow V_n = 0,9 \cdot A_w \cdot \frac{k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \dots \dots \dots (3.34)$$

dimana:

h = tinggi bersih pelat badan

a = jarak pengaku vertikal pelat badan

t_w = tebal pelat badan

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$$

E = Modulus elastis (MPa)

f_y = Tegangan Leleh (MPa)

A_w = luas penampang pelat badan penuh ($A_w = d.t_w$)

- Penghubung Geser

Kekuatan penghubung geser jenis paku (LRFD
Pasal 12.6.3)

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot (\sqrt{f'_c \cdot E_c}) \cdot r_s \leq A_{sc} \cdot f_u \dots (3.35)$$

Dimana :

r_s untuk balok tegak lurus balok:

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{Nr}} \left(\frac{wr}{hr} \right) \cdot \left(\frac{Hs}{hr} - 1 \right) \leq 1$$

r_s untuk balok sejajar balok:

$$r_s = 0,6 \cdot \left(\frac{wr}{hr} \right) \cdot \left(\frac{Hs}{hr} - 1 \right) \leq 1$$

Nr = jumlah stud setiap gelombang

Hs = tinggi stud

Hr = tinggi bondek

Wr = lebar efektif bondek

A_{sc} = Luas penampang shear connector (stud)

f_u = tegangan putus stud

Q_n = kuat nominal geser untuk penghubung geser

Jumlah penghubung geser (stud) yang dibutuhkan yaitu:

$$n = \frac{c}{Q_n}$$

3.7.2.2 Kolom komposit

- Kuat Rencana Kolom Komposit

Untuk menghitung kuat rencana kolom komposit dihitung dengan rumus:

$$\phi_c N_n = 0,85 \cdot A_s \cdot f_{cr} \dots \dots \dots (3.36)$$

$$\text{Dengan : } f_{cr} = \frac{f_{my}}{\omega} \dots \dots \dots (3.37)$$

Dimana: w = faktor tekuk

Untuk : $\lambda_c \leq 0,25$

maka $w = 1$

$$0,25 \leq \lambda_c \leq 1,2$$

$$\text{maka } w = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c}$$

$$\lambda_c \geq 1,2$$

$$\text{maka } w = 1,25 \lambda_c^2$$

Dimana : $\lambda_c =$

$$\frac{k_c \cdot L}{r_m \cdot \pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} \dots \dots \dots (3.38)$$

$$f_{my} = f_y + C_1 \cdot f_{yr} \cdot \left(\frac{A_r}{A_s} \right) + f'_c \cdot \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \dots \dots \dots (3.39)$$

$$E_m = E + E_c \cdot \left(\frac{A_c}{A_s} \right) \dots \dots \dots (3.40)$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \dots \dots \dots (3.41)$$

r_m = Jari-jari girasi kolom komposit, mm

f_{my}	= Tegangan leleh kolom komposit, Mpa
f_{yr}	= Tegangan leleh tulangan, Mpa
E_m	= Modulus elastisitas kolom komposit,
Mpa	
A_r	= Luas tulangan longitudinal, mm^2
A_c	= Luas penampang beton, mm^2
A_s	= Luas penampang profi baja, mm^2
E	= Modulus elastisitas baja, Mpa
E_c	= Modulus elastisitas beton, Mpa
f_{cr}	= Tegangan tekan kritis, Mpa
f_c'	= Kuat tekan karakteristik beton, Mpa
k_c	= Faktor panjang efektif kolom
L	= Panjang unsur struktur kolom, mm
N_n	= Kuat aksial nominal, N
λ_c	= parameter kelangsingan
ϕ_c	= Faktor reduksi beban aksial tekan
w	= Faktor tekuk

Pada persamaan di atas, c_1 , c_2 , dan c_3 adalah koefisien yang besarnya

- a) Untuk pipa baja yang diisi beton :
 $c_1 = 1$; $c_2 = 0,85$; $c_3 = 0,4$
- b) Untuk profil baja yang diberi selubung beton
 :
 $c_1 = 0,7$; $c_2 = 0,6$; $c_3 = 0,2$

Kekuatan rencana kolom komposit yang menahan beban kombinasi aksial dan lentur (LRFD Pasal 7.4.3.3).

$$a. \frac{Nu}{\phi_c N_n} \geq 0,2$$

$$\frac{Nu}{\varphi_c \cdot Nn} + \frac{8}{9} \cdot \left[\frac{M_{ux}}{\varphi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\varphi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1 \dots \dots \dots (3.42)$$

b. $\frac{Nu}{\varphi_c \cdot Nn} < 0,2$

$$\frac{Nu}{2 \cdot \varphi \cdot Nn} + \left[\frac{M_{ux}}{\varphi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{ny}}{\varphi_b \cdot M_{ny}} \right] \leq 1 \dots \dots \dots (3.43)$$

Dimana:

Nu = Gaya aksial (tarik atau tekan) terfaktor, N

Nn = Kuat nominal penampang, N

Ø = Faktor reduksi kekuatan

Øc = 0,85 (struktur tekan)

Øb = 0,90 (struktur lentur)

Mnx , Mny = Momen lentur nominal penampang
komponen struktur masing masing
terhadap sumbu x dan sumbu y, N.mm

Mux , Muy = Momen lentur terfaktor masing masing
terhadap sumbu x dan sumbu y,
N.mm

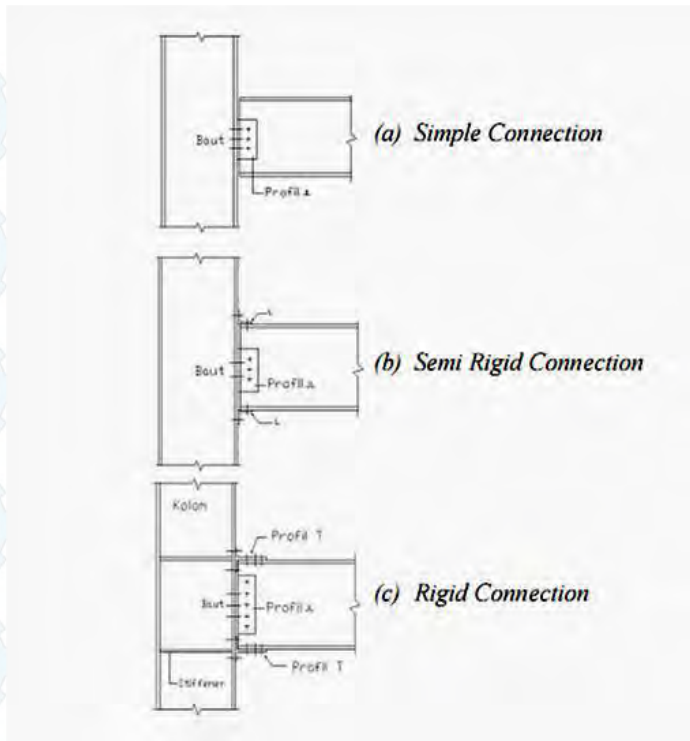
3.7.3 Sambungan

Kuat rencana setiap komponen tidak boleh kurang dari beban terfaktor yang dihitung. Perencanaan sambungan harus memenuhi persyaratan (SNI 03-1729-2012 Ps. 13.1.3) :

1. Gaya dalam yang disalurkan berada dalam keseimbangan dengan gaya-gaya yang bekerja pada sambungan.
2. Deformasi pada sambungan masih berada dalam batas kemampuan deformasi sambungan.
3. Sambungan dan komponen yang berdekatan harus mampu memikul gaya-gaya yang bekerja padanya.

3.7.3.1 Klasifikasi Sambungan

1. *Sambungan kaku / Rigid connection* adalah sambungan yang dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut-sudut di antara komponen-komponen struktur yang akan disambung.
2. *Sambungan semi kaku / Semi rigid connection* adalah sambungan yang tidak memiliki kekakuan yang cukup mempertahankan sudut-sudut diantara komponen-komponen struktur yang disambung, namun harus dianggap memiliki kapasitas yang cukup untuk memberikan kekangan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut-sudut tersebut.
3. *Sambungan sendi / Simple connection* adalah sambungan yang pada kedua ujung komponen struktur dianggap bebas momen. Sambungan sendi harus dapat berubah bentuk agar memberikan rotasi yang diperlukan pada sambungan. Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap komponen struktur yang disambung



Gambar 3.4 Tipe Sambungan

3.7.3.2 Sambungan Baut

- Kontrol jarak baut (sesuai SNI 03-1729-2012 Ps. 13.4)

Jarak tepi minimum : $1.5d_b$

Jarak tepi maksimum : $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm

Jarak minimum antar baut : $3d_b$

Jarak maksimum antar baut : $15t_p$ atau 200 mm

- Kekuatan rencana baut
 - a. Kekuatan rencana geser baut :

$$\phi V_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \cdot m \dots \dots \dots (3.44)$$

Dimana:

m = jumlah bidang geser

$r_1 = 0,50$ tanpa ulir pada bidang geser baut

$r_1 = 0,40$ ada ulir pada bidang geser baut

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut

$\phi_f = 0,75$ faktor reduksi kekuatan putus

b. Kekuatan rencana tumpu baut dengan plat

$$\phi_f R_n = \phi_f \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \dots \dots \dots (3.45)$$

dengan :

d = diameter nominal baut

t_p = tebal plat tertipis

f_u = tegangan tarik putus terkecil antara baut dan

pelat

$\phi_f = 0,75$ faktor reduksi

- Kekuatan baut memikul beban tarik

Kekuatan rencana tarik dari baut :

$$\phi_f T_n = \phi_f \cdot 0,75 \cdot f_u^b \cdot A_b \dots \dots \dots (3.46)$$

Dengan :

f_u^b = tegangan tarik putus baut

A_b = luas bruto penampang baut

$\phi_f = 0,75$ faktor reduksi

- Baut mutu tinggi tipe gesek

- a. Baut hanya menerima beban geser (V_u)

Kuat geser nominal :

$$\phi V_n = \phi \cdot 1,13 \cdot \mu \cdot m \cdot T_b \dots \dots \dots (3.47)$$

dimana :

μ = koefisien geser

m = jumlah bidang geser

T_b = gaya tarik minimum

$\phi = 1$ untuk lubang standar

$\phi = 0,85$ untuk lubang selot pendek dan lubang besar

$\phi = 0,7$ untuk lubang selot panjang \pm arah kerja beban

$\phi = 0,60$ untuk lubang selot panjang // arah kerja beban

- b. Baut menerima beban kombinasi geser (V_u) dan tarik (T_u)

Bila disamping beban geser (V_u) baut juga menerima beban tarik T_u , maka kuat geser nominal direduksi sebagai berikut :

$$V_d = \phi V_n \left[1 - \frac{T_u}{1,13 T_b} \right] \dots \dots \dots (3.48)$$

3.7.3.3 Sambungan Las

$$R_u \leq \phi R_n w \dots \dots \dots (3.54)$$

dengan:

$$\phi f \cdot R_n w = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \text{ (las)}$$

$$\phi f_u R_n w = 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_u) \text{ (bahan dasar)}$$

Keterangan: f_{uw} : tegangan tarik putus logam las
 f_u : tegangan tarik putus bahan dasar
 t_e : tebal efektif las (mm)

Tebal bagian paling tebal, t (mm)	Tebal minimum las sudut, a (mm)
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t < 15$	5
$15 < t$	6

Tabel 3.1 Ukuran Minimum Las Sudut

3.8 Pelat Lantai

Pelat lantai yang digunakan adalah sistem dek baja bergelombang (bondeks).

3.9 Struktur Bawah

Pondasi pada umumnya berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang terbawah dan berfungsi sebagai elemen terakhir yang meneruskan beban ke tanah. Dalam perencanaan pondasi ada dua jenis pondasi yang umum dipakai dalam dunia konstruksi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif kecil, sedangkan untuk pondasi dalam dipakai untuk struktur dengan beban yang relatif besar seperti pada gedung yang berlantai banyak, dikatakan pondasi dalam jika perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ($D/B > 10$). Pondasi dalam ini ada

beberapa macam jenis, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (pondasi sumuran), pondasi caisson dan lain sebagainya.

3.9.1 Pondasi Tiang Pancang

3.9.1.1. Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_f). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.55)$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

- Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
- Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji Standard Penetration Test (SPT) :

$$Q_l = Q_p + Q_s \dots \dots \dots (3.56)$$

dimana :

$$Q_p = q_p \cdot A_p = (N_p \cdot K) \cdot A_p$$

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4B di atas hingga 4B di bawah dasar tiang pondasi

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m^2 , untuk tanah lempung

= 20 t/m^2 , untuk tanah lanau berlempung

$$\begin{aligned}
 &= 25 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah lanau berpasir} \\
 &= 40 \text{ t/m}^2, \text{ untuk tanah pasir} \\
 A_p &= \text{Luas penampang dasar tiang} \\
 q_p &= \text{tegangan di ujung tiang} \\
 Q_s &= q_s \cdot A_s = \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \dots \dots \dots (3.57)
 \end{aligned}$$

dengan :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam, dengan batasan : $3 \leq N \leq 30$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam
 Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$Q_{ijin \ 1 \ tiang} = \frac{Q_u}{SF} \dots \dots \dots (3.58)$$

dimana :

SF = safety factor = 3

3.9.1.2. Daya dukung tiang kelompok

Disaat sebuah tiang merupakan bagian dari sebuah group, daya dukungnya mengalami modifikasi, karena pengaruh dari group tiang tersebut. Dari problema ini, dapat dibedakan dua fenomena sebagai berikut :

- Pengaruh group disaat pelaksanaan pemancangan tiang-tiang
- Pengaruh group akibat sebuah beban yang bekerja

Proses pemancangan dapat menurunkan kepadatan di sekeliling tiang untuk tanah yang padat. Namun untuk kondisi tanah didominasi oleh pasir lepas atau dengan tingkat kepadatan

sedang, pemancangan dapat menaikkan kepadatan disekitar tiang bila jarak antar tiang < 7 s/d 8 diameter.

Untuk kasus daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi (η).

Untuk menghitung nilai efisiensi tiang pancang kelompok dihitung berdasarkan perumusan Converse Labarre :

$$Ce = 1 - \frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \dots \dots \dots (3.59)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

Perhitungan daya dukung tiang kelompok

Apabila efisiensi lebih besar dari 1, maka daya dukung tiang kelompok:

$$Q_{kel} = n. P_1$$

Apabila efisiensi lebih kecil dari 1, maka daya dukung tiang kelompok:

$$Q_{kel} = \mu. n. P_1$$

3.9.2 Repartisi beban-beban diatas tiang kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} \dots \dots \dots (3.60)$$

dimana :

P_v = Beban vertikal ekivalen

V = Beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group
 M_x = momen terhadap sumbu x
 M_y = momen terhadap sumbu y
 x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
 Sx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
 Sy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

3.9.3 Perencanaan Poer

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

3.9.3.1 Kontrol Geser Pons

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 2012 Pasal 13.12.2.1. Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi syarat bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi.

$$\phi V_c = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_0 \cdot d \dots \dots \dots (3.61)$$

$$\phi V_c = \phi \cdot \frac{1}{3} \cdot f'_c \cdot b_0 \cdot d \dots \dots \dots (3.62)$$

Dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat

b_0 = keliling dari penampang kritis pada poer

$b_0 = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$

dengan :

b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

3.9.3.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.

3.9.4 Perencanaan Sloof Pondasi (Tie beam)

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

3.10 Kontrol Desain

Melakukan analisa struktur bangunan, dimana harus memenuhi syarat keamanan dan rasional sesuai batas-batas tertentu menurut peraturan. Dilakukan pengambilan kesimpulan, apakah desain telah sesuai dengan syarat-syarat perencanaan dan peraturan angka keamanan, serta efisiensi. Bila telah memenuhi

persyaratan, maka dapat diteruskan ke tahap pendetailan dan apabila tidak memenuhi persyaratan, maka dilakukan pendesainan ulang.

3.11 Penggambaran Hasil Perhitungan

Penggambaran hasil Perencanaan dan perhitungan dalam gambar teknik ini dengan menggunakan program bantu AutoCAD.

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

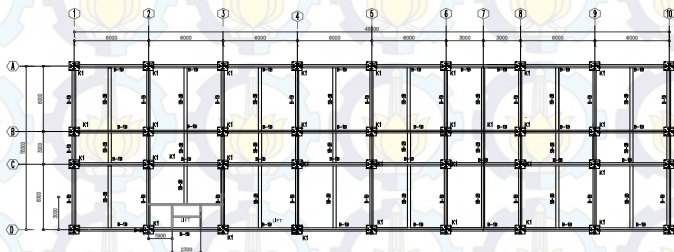
4.1 Perencanaan Pelat

Pelat direncanakan menggunakan dek baja gelombang (bondex) yang diproduksi oleh PT. Super Steel Indah dengan data-data sebagai berikut:

- Tebal = 0,75 mm
- Berat = 10,1 kg/m²

4.1.1 Perencanaan pelat lantai atap

Denah pelat lantai atap dapat dilihat pada gambar 4.1.



Gambar 4.1 Denah pelat atap

Untuk perencanaan pelat lantai atap, dihitung pelat lantai atap yang memiliki kondisi paling kritis, yakni pelat lantai atap P1.

a. Perhitungan beban berguna (*superimposed load*)

- Beban hidup
Lantai atap = 100 kg/m²
- Beban finishing
 - Aspal (1cm) = 14 kg/m²
 - Penggantung plafond = 7 kg/m²
 - Adukan semen (1 cm) = 21 kg/m²
 - Plafond = 11 kg/m²
 - Perpipaian = 25 kg/m²

$$\text{Total} = 78 \text{ kg/m}^2$$

- Beban berguna = beban hidup + beban finishing
 $= 100 + 78$
 $= 178 \text{ kg/m}^2$

b. Perhitungan tulangan negatif

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif, dengan:

- Beban berguna $= 178 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$
- Bentang $= 3 \text{ m}$ (dengan satu baris penyangga)

Maka diperoleh:

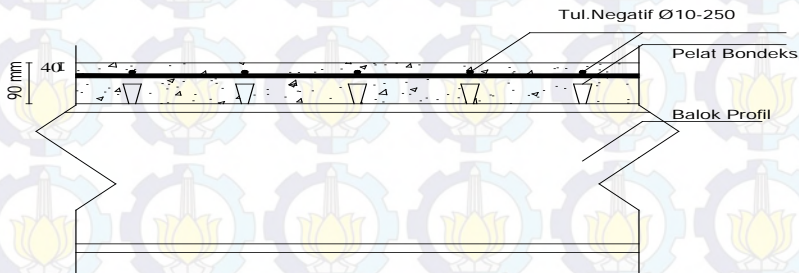
- Tebal pelat $= 9 \text{ cm}$
- Tul. negatif $= 2.51 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan pakai tulangan Ø10 mm ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan per 1 m $= 2.51/0,785 = 3.197 \approx 4$ buah

Jarak antar tulangan: $S = 1000/4 = 250 \text{ mm}$

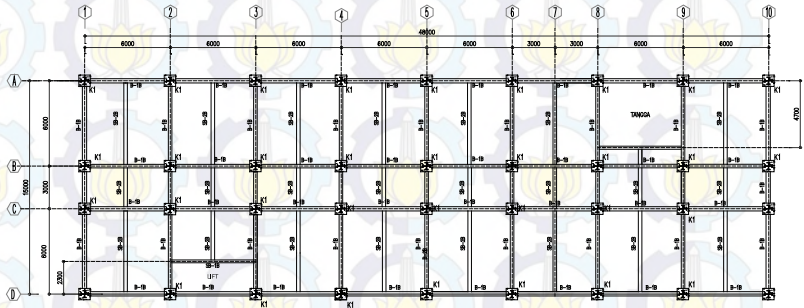
Jadi, dipasang tulangan negatif Ø10-250



Gambar 4.2 Potongan pelat lantai atap

4.1.2 Perencanaan pelat lantai 1-15

Denah pelat lantai 1-15 dapat dilihat pada gambar 4.3.



Gambar 4.3 Denah pelat lantai 1-15

Untuk perencanaan pelat lantai 1-15, dihitung pelat lantai yang memiliki kondisi paling kritis, yakni pelat lantai P3.

a. Perhitungan beban berguna (*superimposed load*)

- Beban hidup
Lantai = 250 kg/m^2
- Beban finishing
 - Keramik (1 cm) = 24 kg/m^2
 - Adukan semen (1 cm) = 21 kg/m^2
 - Penggantung plafond = 7 kg/m^2
 - Plafond = 11 kg/m^2
 - Perpipaian = 25 kg/m^2 +

$$\text{Total} = 88 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Beban berguna} &= \text{beban hidup} + \text{beban finishing} \\ &= 250 + 88 \\ &= 338 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Perhitungan tulangan negatif

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang menerus dengan tulangan negatif, dengan:

- Beban berguna = 338 kg/m^2

- Bentang = 3 m (dengan satu baris penyangga)

Maka diperoleh :

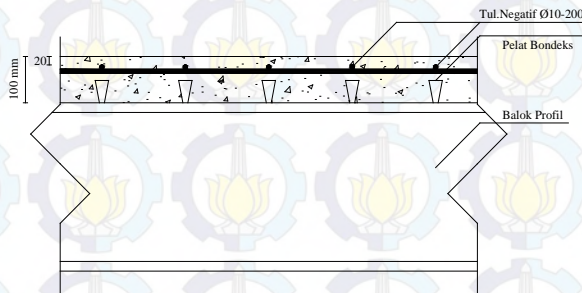
- Tebal plat = 10 cm
- Tul. Negatif = $3,25 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan pakai tulangan $\varnothing 10 \text{ mm}$ ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan per 1 m = $3,25 / 0,785 = 4,14 \approx 5$ buah

Jarak antar tulangan: $S = 1000/5 = 200 \text{ mm}$

Jadi dipasang tulangan negatif $\varnothing 10\text{-}200$



Gambar 4.4 Potongan pelat lantai 1-15

4.2 Perencanaan Tangga

Tangga pada gedung ini direncanakan dari beton dengan menggunakan plat bondex sebagai penopang beton seperti pada perencanaan lantai.

4.2.1 Data-data perencanaan tangga

Mutu baja (BJ 37)	: $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$
Mutu beton (f_c')	: $f_c' = 30 \text{ Mpa}$
Ketinggian lantai	: 350 cm
Tinggi bordes	: 175 cm
Tinggi injakan (t)	: 17.5 cm
Lebar injakan (i)	: 30 cm

Jumlah injakan (Σt) : $\frac{175}{17.5} = 10$ buah

Lebar bordes : 200 cm

Panjang bordes : 600 cm

Panjang tangga : 240 cm

Lebar tangga : 200 cm

Sudut kemiringan (α) : $\text{arc tg} \left(\frac{175}{240} \right) = 36,098 \approx 37^\circ$

Persyaratan tangga :

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \times 17.5) + 30 \leq 65 \text{ cm}$$

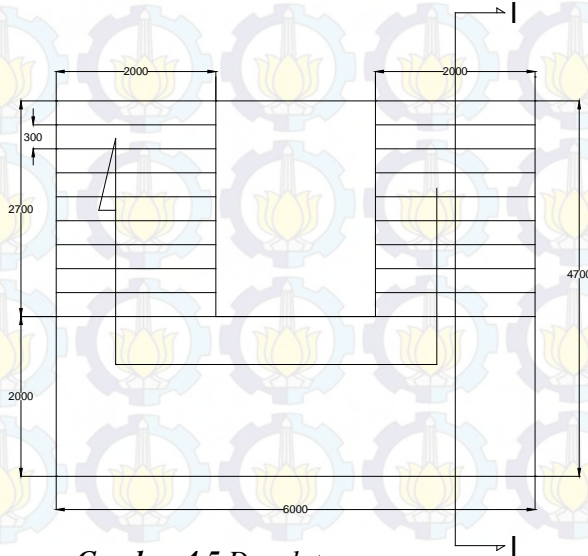
$$60 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm (Ok)}$$

Syarat sudut kemiringan :

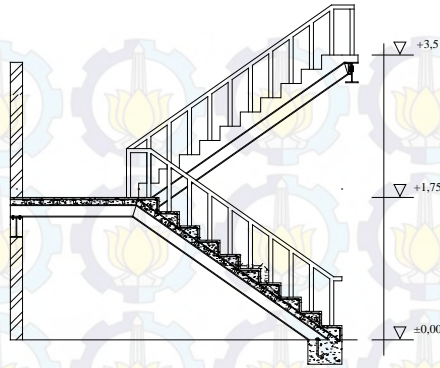
$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

$$25^\circ \leq 37^\circ \leq 40^\circ \text{ (Ok)}$$

Denah dan potongan tangga dapat dilihat pada gambar 4.5 dan gambar 4.6



Gambar 4.5 Denah tangga



Gambar 4.6 Potongan I-I

4.2.2 Perencanaan pelat anak tangga

a. Perhitungan beban berguna (*superimposed load*)

- Beban hidup
Tangga = 300 kg/m^2
 - Beban finishing
 - Keramik (1 cm)

$$= 24 \times \left(\frac{0,3 + 0,15}{0,3} \right) = 36 \text{ kg/m}^2$$
 - Adukan semen (1 cm)

$$= 21 \times \left(\frac{0,3 + 0,15}{0,3} \right) = 31,5 \text{ kg/m}^2$$
- Total = $67,5 \text{ kg/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{Beban berguna} &= \text{beban hidup} + \text{beban finishing} \\ &= 300 + 67,5 \\ &= 367,5 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

b. Tebal pelat

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang tunggal tanpa tulangan negatif, dimana:

- Beban berguna = $367,5 \text{ kg/m}^2$
- Bentang = 2,4 m (tanpa penyangga)

Maka diperoleh:

- Tebal pelat = 9 cm

4.2.3 Perencanaan pelat bordes

a. Perhitungan beban berguna (*superimposed load*)

- Beban hidup
Tangga = 300 kg/m^2
 - Beban finishing
 - Keramik (1 cm) = 24 kg/m^2
 - Adukan semen (1 cm) = 21 kg/m^2
- Total = 45 kg/m^2

Beban berguna = beban hidup + beban finishing
 = $300 + 45$
 = 345 kg/m^2

b. Perhitungan tulangan negatif

Berdasarkan tabel perencanaan praktis untuk bentang ganda dengan tulangan negatif, dimana:

- Beban berguna = 345 kg/m^2
- Bentang = 2 m (tanpa penyangga)

Maka diperoleh:

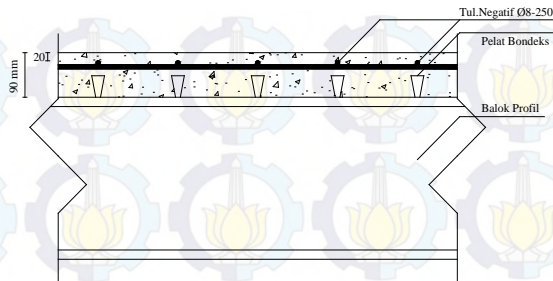
- Tebal pelat = 9 cm
- Tul. negatif = $1,95 \text{ cm}^2/\text{m}$

Direncanakan pakai tulangan Ø8 mm ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan per 1 m = $1,95/0,503 = 3,877 \approx 4$ buah

Jarak antar tulangan: $S = 1000/4 = 250 \text{ mm}$

Jadi, dipasang tulangan negatif Ø8-350



Gambar 4.7 Potongan pelat bordes

4.2.4 Perencanaan balok utama tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan asumsi terletak diatas dua tumpuan sederhana yang menerima beban merata dari berat sendiri dan beban dari pelat anak tangga. Balok utama tangga direncanakan menggunakan profil WF 200x100x5.5x8

w	= 21,3 kg/m	ix	= 8,24 cm
d	= 200 mm	iy	= 2,22 cm
bf	= 100 mm	Sx	= 184 cm ³
tw	= 5,5 mm	Sy	= 26,8 cm ³
tf	= 8 mm	Zx	= 2000 cm ³
r	= 11 mm	Zy	= 41 cm ³
A	= 27,16cm ²	h	= d-2(tf+r)
Ix	= 1840 cm ⁴		= 200-2(8+11)
Iy	= 134cm ⁴		= 162 mm

Bahan :

BJ 37 : $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$

Tebal pelat anak tangga = 18 cm

$$\text{Tebal rata-rata (tr)} = \left(\frac{i}{2} \right) \sin \alpha = \left(\frac{30}{2} \right) \sin 37^\circ = 8,235 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal total} &= 9 + 8,235 \\ &= 17.235 \text{ cm} = 0,18 \text{ m} \end{aligned}$$

a. Pembebanan

1. Pada anak tangga

• Beban mati

$$\begin{aligned} \text{- Berat pelat anak tangga :} \\ &= (0,18 \times (2/2) \times 2400) / \cos 37^\circ = 516,855 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat bondex :} \\ &= ((2/2) \times 10,1) / \cos 37^\circ = 12,084 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat keramik (1 cm) :} \\ &= (2/2) \times 24 \times \left(\frac{0,3 + 0,15}{0,3} \right) = 27 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat adukan semen (1cm) :} \\ &= (2/2) \times 21 \times \left(\frac{0,3 + 0,15}{0,3} \right) = 23,63 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{- Berat pegangan tangga} = 20 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{- Berat profil :} \\ &= 21,3 / \cos 37^\circ = 26,67 \text{ kg/m} \\ &= 626,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{- Alat penyambung :} \\ &= 10\% \times 616,1 \text{ kg/m} = 62,62 \text{ kg/m} \\ &= 688,86 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

qD1

• Beban hidup

$$\begin{aligned} \text{Pada tangga (qL1): } 1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2 &= 300 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2. Pada bordes

• Beban mati

$$\begin{aligned} \text{- Berat pelat bordes} \\ &= 0,09 \times (2/2) \times 2400 = 216 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

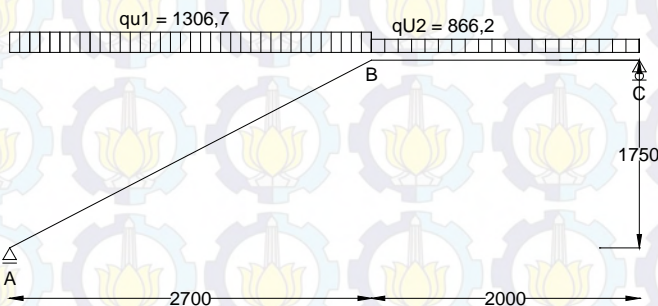
- Berat pelat bondeks
 $= (2/2) \times 10,1$
 $= 10,1 \text{ kg/m}$
 - Berat keramik (1 cm)
 $= (2/2) \times 24$
 $= 24 \text{ kg/m}$
 - Berat adukan semen (1 cm)
 $= (2/2) \times 21$
 $= 21 \text{ kg/m}$
 - Berat profil
 $= 21,36 \text{ kg/m} +$
 $= 292,46 \text{ kg/m}$
 - Alat penyambung
 $= 10\% \times 284,3 \text{ kg/m}$
 $= 29,25 \text{ kg/m} +$
 $= 321,71 \text{ kg/m}$
- Beban hidup
 Pada tangga (q_{L2}): $1 \text{ m} \times 300 \text{ kg/m}^2$
 $= 300 \text{ kg/m}$

b. Kombinasi beban

$$\begin{aligned} q_{U1} &= 1,2 q_{D1} + 1,6 q_{L1} \\ &= (1,2 \times 688,9) + (1,6 \times 300) \\ &= 1306,68 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{U2} &= 1,2 q_{D2} + 1,6 q_{L2} \\ &= (1,2 \times 321,71) + (1,6 \times 300) \\ &= 866,1 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Gaya dalam:



Gambar 4.8 Model mekanika pembebanan tangga

$$\sum M_A = 0$$

$$R_C(4,7) - qU_2(2)(3,7) - qU_1(2,7)(1,35) = 0$$

$$R_C = \left(\frac{6409,14 + 4762,92}{4,7} \right) = 2377,1 \text{ kg}$$

$$\sum M_C = 0$$

$$R_A(4,7) - qU_1(2,7)(3,35) - qU_2(2)(1) = 0$$

$$R_A = \left(\frac{11819,1 + 1732,1}{4,7} \right) = 2883,25 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\sum V = 0$$

$$= R_A + R_C - qU_1(2,7) - qU_2(2)$$

$$= 2883,25 + 2377,1 - 3528 - 1732,2$$

$$= 0 \quad \text{.....Ok !!!}$$

Bidang M

A – B : (lihat kiri)

$$M_x = R_A \cdot X - \frac{1}{2} qU_1 \cdot X^2 = 2883,25 X - (1306,7 / 2) X^2$$

$$M_A (x = 0) = 2883,25 (0) - (1306,7 / 2) (0)^2 = 0$$

$$M_B (x = 2,7) = 2883,25 (2,7) - (1306,7 / 2) (2,7)^2$$

$$= 3022 \text{ kg.m}$$

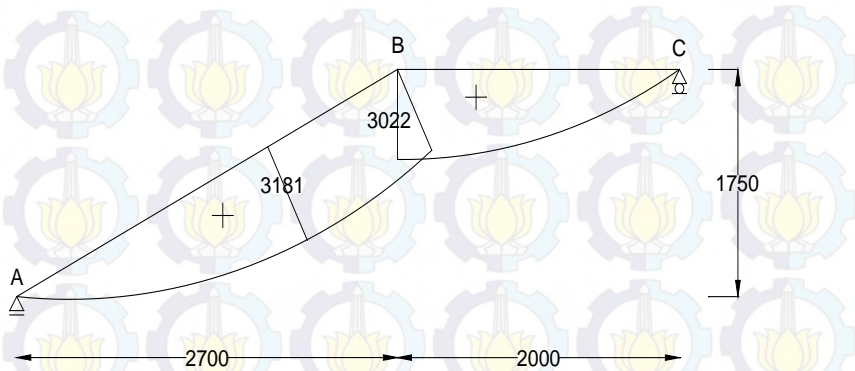
Momen Maksimum terjadi bila: $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = 2883,25 - 1306,7 X = 0$$

$$X = \frac{2852,56}{1293,24} = 2,21 \text{ m dari A}$$

$$M_{\text{Max}} (x = 2,21) = 2883,25 (2,21) - (1306,7 / 2) (2,21)^2$$

$$= 3181 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.9 Bidang M tangga

Bidang D

A – B : (lihat kiri)

$$D_x = R_A \cdot \cos 37^\circ - qU1 \cdot X \cdot \cos 37^\circ$$

$$D_{A \text{ Kanan}} (x = 0) = (2883,25)(\cos 37^\circ)$$

$$= 2302,67 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ Kiri}} (x = 2,7) = (2883,25)(\cos 37^\circ) - (1306,68)(2,7)(\cos 37^\circ)$$

$$= -515 \text{ kg}$$

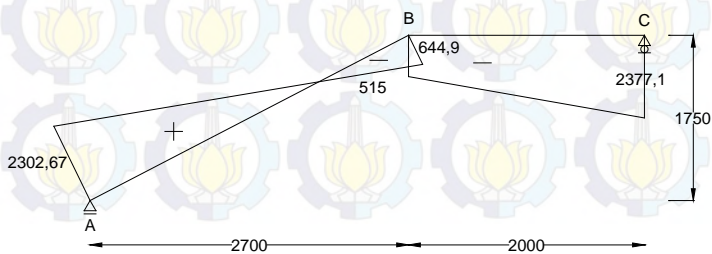
C – B : (lihat kanan)

$$D_x = -R_c + qU2 \cdot X$$

$$D_C (x = 0) = -2377,1 \text{ kg}$$

$$D_{B \text{ Kanan}} (x = 2) = -2377,1 + (866,1)(2)$$

$$= -644,9 \text{ kg}$$

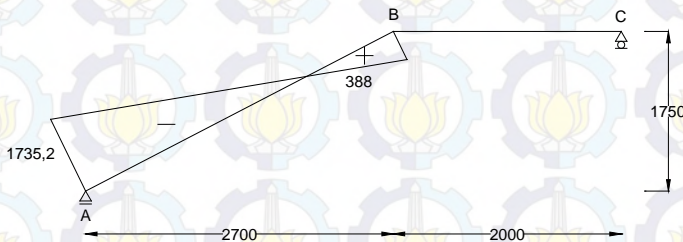


Gambar 4.10 Bidang D tangga**Bidang N**

$$\begin{aligned}
 N_A &= - R_A \cdot \sin 37^\circ \\
 &= - (2883,25)(\sin 37^\circ) \\
 &= - 1735,18 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{B \text{ Kiri}} &= - R_A \cdot \sin 37^\circ + qU1.L_{AB} \cdot \sin 37^\circ \\
 &= - (2883,25)(\sin 37^\circ) + (1306,68)(2,7)(\sin 37^\circ) \\
 &= 388 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$N_{B \text{ Kanan} - C} = 0 \text{ kg}$$

**Gambar 4.11** Bidang N tangga

d. Kontrol kuat geser:

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} = \frac{162}{5,5} = 29,45$$

$$1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

dimana $k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan, sehingga:

$$1.1 \sqrt{\frac{5 \times 20000000}{2400}} = 71$$

$$\frac{h}{tw} < 1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \Rightarrow A_w = d \times t_w = 20 \times 0,55 = 11 \text{ cm}^2 \\ &= 0,6 \times 2400 \times 11 \\ &= 15840 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat: } \Phi V_n \geq V_u \quad (\Phi = 0,9)$$

$$0,9 \times 15840 \geq 2348,74$$

$$14256 \geq 2348,74 \text{.....Ok!!}$$

e. Lebar efektif:

$$- b_{\text{eff}} \leq L/4 = (\sqrt{270^2 + 175^2}) + 200 / 4 = 130,4 \text{ cm}$$

$$- b_{\text{eff}} \leq b_o = 200 \text{ cm}$$

$$\text{dipakai } b_{\text{eff}} = 130,4 \text{ cm}$$

f. Kontrol kuat momen lentur:

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Untuk badan

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1680}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{162}{5,5} \leq \frac{1680}{\sqrt{240}}$$

$$29,45 < 108,44 \text{.....OK}$$

Untuk sayap

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{170}{\sqrt{f_y}}$$

$$\frac{60}{2,8} \leq \frac{170}{\sqrt{240}}$$

$$3,75 < 10,97 \text{.....OK}$$

Karena profil penampang kompak, maka kekuatan lentur positif dapat dihitung menggunakan distribusi tegangan plastis.

- Menghitung momen nominal (M_n)

Menentukan gaya yang terjadi:

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f_c' \times t_b \times b_{eff} \\ &= 0,85 \times 300 \text{ kg/cm}^2 \times (18 - 5,3) \text{ cm} \times 130,4 \text{ cm} \\ &= 422300,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

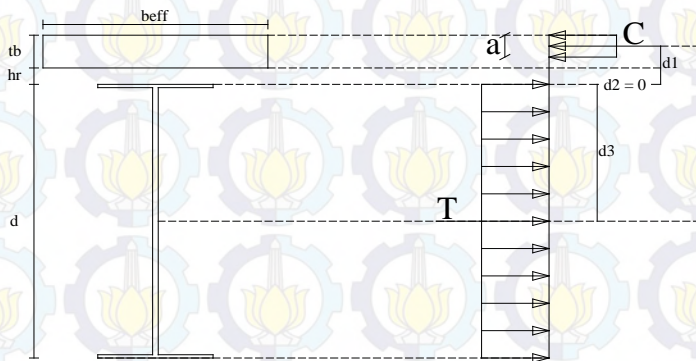
*5,3 adalah hr bondex

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 27,16 \text{ cm}^2 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 65184 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $C > T$, maka garis netral terletak di pelat beton.

- Menentukan jarak – jarak dari centroid gaya – gaya yang bekerja

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b_{eff}} = \frac{(27,16)(2400)}{(0,85)(300)(130,4)} = 1,96 \text{ cm}$$



Gambar 4.12 Penampang komposit balok tangga

- Menentukan jarak – jarak dari centroid gaya – gaya yang bekerja

$$d1 = hr + t_b - a/2 = 5,3 + 3,7 - 1,96/2 = 8,02 \text{ cm}$$

$$d2 = 0 \text{ (Profil baja tidak mengalami tekan)}$$

$$d3 = d/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$$

$$e = d1 + d2 + d3 = 8,02 + 0 + 10 = 18,02 \text{ cm}$$

- Menghitung momen nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= T \times e \\ &= (65184)(18,02) \\ &= 1174615,7 \text{ kg.cm} \\ &= 11746,1 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat: } \Phi M_n &\geq M_u \quad (\Phi = 0,85) \\ 0,85 \times 11746,1 &\geq 3181 \\ 9984,2 &\geq 3181 \quad \text{.....Ok!!} \end{aligned}$$

Momen nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

- g. Momen inersia transformasi:

Menghitung transformasi beton ke baja:

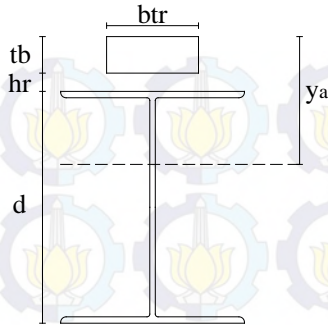
$$\begin{aligned} E_c &= 0,041 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041(2400)^{1,5} \sqrt{30} \\ &= 26403,5 \text{ Mpa} \\ E_s &= 200000 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$n = \frac{E_c}{E_s} = \frac{26403,5}{200000} = 0,132$$

$$b_{\text{eff}} = 130,4 \text{ cm}$$

$$b_{\text{tr}} = n \times b_{\text{eff}} = 0,132 \times 130,4 = 17,22 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tr}} = b_{\text{tr}} \times t_b = 17,22 \times 3,7 = 63,69 \text{ cm}^2$$



Gambar 4.13 Penampang transformasi balok tangga

- Menentukan letak garis netral:

$$y_a = \frac{\left[Atr \cdot \frac{1}{2} tb \right] + \left[As \left(tb + hr + \frac{1}{2} d \right) \right]}{(Atr + As)}$$

$$y_a = \frac{[117,826] + [516,04]}{(63,69 + 21,3)} = 7,45 \text{ cm}$$

- Menentukan nilai momen inersia penampang transformasi:

$$I_{tr} = \left[\left(\frac{1}{12} btr \cdot tb^3 \right) + Atr \left(y_a - \frac{tb}{2} \right)^2 \right] + \left[Ix + As \left(\left(tb + hr + \frac{d}{2} \right) - y_a \right)^2 \right]$$

$$I_{tr} = [2070] + [2305,14]$$

$$I_{tr} = 4375,16 \text{ cm}^4$$

- h. Kontrol lendutan:

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{522}{240} = 2,175 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan SAP2000 v14.2 diperoleh lendutan sebesar: $y_{\max} = 1,04 \text{ cm}$

Syarat: $y_{\max} < f'$

$$1,04 < 2,175$$

.....Ok!!

i. Perencanaan penghubung geser:

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan:

$$d_s = 12 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 113,1 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_c = 0,041 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c'} = 0,041(2400)^{1.5} \sqrt{30} \\ = 26403,5 \text{ MPa}$$

$$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c' \times E_c} = 0,5 \times 113,1 \times \sqrt{30 \times 26403,5} \\ = 50329,66 \text{ N} \\ = 5032,96 \text{ kg/stud}$$

Syarat: $Q_n \leq A_{sc} \times f_u$

$$5032,96 < (113,1)(40)$$

$$5032,96 > 4524 \quad \dots \text{pakai } Q_n = 4524 \text{ kg}$$

Cek koefisien reduksi (rs) karena pengaruh pelat bondeks yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$H_s = (h_r + 40) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$W_r = 180 \text{ mm}$$

$$N_r = 2 \text{ (dipasang 2 stud pada setiap gelombang)}$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{2}} \left(\frac{180}{53} \right) \left(\frac{93}{53} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = 1,54 \geq 1 \quad \dots\dots\dots \text{dipakai } r_s = 1$$

Jumlah stud untuk setengah bentang dimana *shear connector* dipasang 2 buah dalam satu baris:

$$N = \frac{T}{2Q_n x r_s} = \frac{28440}{(2)(4524)(1)} = 3,14 = 4 \text{ pasang}$$

Jarak seragam (S) dengan stud pada masing – masing lokasi:

$$S = \frac{L}{N} = \frac{522}{4} = 130,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum (S}_{\max}) &= 8 \times t_{\text{plat beton}} \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 8 \times 9 \text{ cm} = 72 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum (S}_{\min}) &= 6 \times d_s \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 6 \times 1,9 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang *shear connector* setiap jarak 70 cm.

j. Persamaan interaksi tekan - lentur:

$$L = \sqrt{(270)^2 + (175)^2} \approx 321,75 \text{ cm}$$

$$K_c = 1 \text{ (Sendi-Rol)}$$

$$\lambda = \frac{K_c \cdot L}{i_x} = \frac{(1)(321,75)}{4,95} = 65$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{65}{\pi} \sqrt{\frac{2400}{2 \times 10^6}} = 0,72 \rightarrow 0,25 < \lambda_c < 1,2$$

$$\text{Maka: } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c}$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67(0,72)} = 1,28$$

$$P_n = A_g \frac{f_y}{\omega} = 16,84 \cdot \frac{2400}{1,28} = 31575 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 31575 = 26838,75 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{1716,71}{26838,75} = 0,06$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} < 0,2 ; \text{ maka menggunakan Rumus Interaksi 1:}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} + \left[\frac{Mux}{\phi_b Mnx} + \frac{Muy}{\phi_b mny} \right] \leq 1,0$$

$$\frac{1716,71}{26838,75} + \left[\frac{3164,74}{3539,1} + 0 \right] \leq 1,0$$

$$0,88 \leq 1,0 \quad \text{.....Ok!}$$

4.2.5 Perencanaan balok penumpu tangga

Balok penumpu tangga direncanakan menggunakan profil WF200x150x6x9 dengan data sebagai berikut :

w	=	30.6	kg/m	ix	=	8,3	cm
d	=	194	mm	iy	=	3,61	cm
bf	=	150	mm	Sx	=	277	cm ³
tw	=	6	mm	Sy	=	67,6	cm ³
tf	=	9	mm	Zx	=	296	cm ³
r	=	13	mm	Zy	=	103	cm ³
A	=	39.01	cm ²	h	=	d – 2(tf+r)	
Ix	=	2690	cm ⁴		=	194 – 2(9+13)	
Iy	=	507	cm ⁴		=	150 mm	

Bahan :

$$\text{BJ 37 : } f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

Panjang balok (L) = 6 m = 6 cm

a. Pembebanan

- Beban terbagi rata
- Berat Profil = 30,6 kg/m
- Berat Ikatan = 10% x 30.6 kg/m = 3,06 kg/m +
- qD = 33,66 kg/m

- Beban terpusat

$$\begin{aligned} P_{d1} &= R_c \text{ balok utama tangga setelah komposit} \\ &= 2348,74 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_{d2} = 2848,74$$

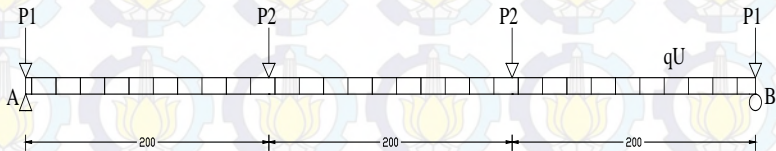
b. Kombinasi beban

$$\begin{aligned} q_U &= 1,4 q_D \\ &= 1,4 \times 33,66 = 47,124 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1,4 P_{d1} \\ &= 1,4 \times 2348,74 \\ &= 3288,24 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1,4 P_{d2} \\ &= 1,4 \times 2848,74 \\ &= 3988,24 \end{aligned}$$

c. Gaya dalam



Gambar 4.14 Model mekanika pembebanan balok penumpu tangga

$$\begin{aligned} R_A = R_B &= P_1 + P_2 + 0,5 \cdot 6 \cdot q_U \\ &= (3288,24) + (3988) + 3(47,124) \\ &= 7417,8 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Kontrol: $\sum V = 0$

$$\begin{aligned} R_A + R_B &= 2P_1 + 2P_2 + 6q_U \\ 2(7417,8) &= 2 \times 3288,24 + 2 \times 3988,24 + 6 \times 47,124 \\ 14835,7 \text{ kg} &= 14835,7 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{OK!!} \end{aligned}$$

$$V_{U_{\max}} = 7417,8 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{U_{\max}} &= R_A \times 3 - P_1 \times 3 - P_2 \times 1 - q_U \times 3 \times 1,5 \\ &= (7417,8)(3) - (3288,24)(3) - (3988,24)(1) - (47,124)(3)(1,5) \\ &= 6929,9 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

d. Kontrol kuat geser:

$$\frac{h}{tw} = \frac{150}{6} = 25 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{fy}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\frac{1100}{\sqrt{fy}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \Rightarrow A_w = d \times tw = 19,4 \times 0,6 = 11,64 \text{ cm}^2 \\ &= 0,6 \times 2400 \times 15 \\ &= 16761,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat: $\Phi V_n \geq V_u$ ($\Phi = 0,9$)

$$0,9 \times 16761,6 \geq 7417,8$$

$$15085 \geq 7417,8$$

.....Ok!!

e. Kontrol kuat momen lentur:

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Sayap:

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{150}{2 \times 9} = 8,33$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2.tf} \leq \lambda_p$$

Penampang Kompak !

Badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{150}{6} = 25$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,44$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} \leq \lambda_p$$

- Tekuk Lateral (*lateral buckling*)

Jarak penahan lateral = 200 cm

Dari tabel profil untuk WF 200x150x6x9 dengan BJ 37, diperoleh:

$$L_p = 183,413 \text{ cm}$$

$$L_r = 636,869 \text{ cm}$$

Dengan demikian: $L_p < L_B < L_r$ **Bentang Menengah!**

$$M_R = S_x \cdot (f_y - f_r) = 277.1700 \\ = 470900 \text{ kgcm} = 4709 \text{ kgm}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 296 \times 2400 = 710400 \text{ kgcm} \\ = 7104 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3MA + 4MB + 3Mc}$$

$$M_{\max} = MB = 6929,9 \text{ kg.m}$$

$$MA = MC = R_a(2) - P_u(2) - \frac{1}{2} q_u(2)^2 \\ = 6717,85(2) - 3288,24(2) - (0,5) 47,124(2)^2 \\ = 6762,97 \text{ kgm} \\ 86623,75$$

$$C_b = \frac{86623,75}{17324,75 + 20288,91 + 277719 + 20288,91}$$

$$= 1,01$$

$$M_n = C_b \left[MR + (MP - MR) \frac{LR - LB}{LR - LP} \right]$$

$$= 1,32 \left[4709 + (7104 - 4709) \frac{636,869 - 200}{445,869 - 183,413} \right]$$

$$= 11578,16$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$$6929,9 \text{ kgm} \leq 0,9 \cdot 11578,16 \text{ kgm}$$

$$6929,9 \text{ kgm} \leq 10330,34 \text{ kgm} \text{(OK)}$$

Kekuatan nominal penampang lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

f. Kontrol lendutan:

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan SAP2000 v14.2 diperoleh lendutan sebesar: $y_{\max} = 0,85 \text{ cm}$

Syarat: $y_{\max} < f'$
 $1,4 < 2,5 \quad \text{.....Ok!!}$

4.3 Perencanaan Balok Lift (LB)

Data perencanaan

Perencanaan balok lift meliputi balok penumpu dan balok penggantung lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai Elevator Co., LTD. Data – data lift yang digunakan adalah sebagai berikut (untuk 1 car):

Tipe lift	: Machine Room Less Elevators
Merk	: Hyundai
Kecepatan	: 90m/min
Kapasitas	: 10 orang (700kg)
Lebar pintu (opening width)	: 800 mm
Dimensi sangkar (car size)	: - internal : 1400 x 1250 mm ² - eksternal : 1460 x 1405 mm ²
Dimensi ruang luncur	: 1800 x 1830 mm ²
Beban reaksi ruang mesin	:
➤ R_1	= 4200 kg
➤ R_2	= 2700 kg

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapan. Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur

pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan dengan rumus berikut :

$$\Psi = (1 + k_1 k_2 v) \geq 1,15$$

Dimana :

Ψ = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1,15.

V = kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/det.

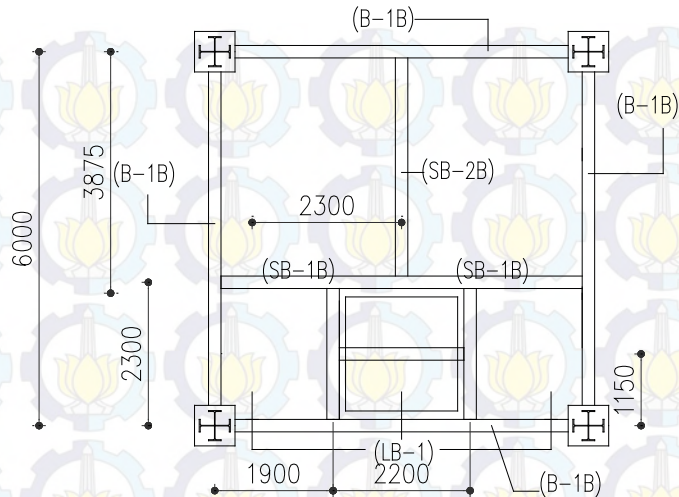
k_1 = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6.

k_2 = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1,3

Jadi, beban terpusat yang bekerja pada balok penggantung akibat reaksi dari mesin lift adalah :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \cdot \Psi = (4200 + 2700) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 6900 \times 1,78 = 12282 \text{ kg} \end{aligned}$$

4.3.2 Perencanaan balok penggantung lift (LB-2)



Gambar 4.15 Balok penggantung lift(LB-2)

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil

WF300x150x6,5x9 dengan data sebagai berikut :

w	=	36,7	kg/m	ix	=	12,4	cm
d	=	300	mm	iy	=	3,29	cm
bf	=	150	mm	Sx	=	481	cm ³
tw	=	6,5	mm	Sy	=	67,7	cm ³
tf	=	9	mm	Zx	=	522	cm ³
r	=	13	mm	Zy	=	104	cm ³
A	=	46,78	cm ²	h	=	d - 2(tf+r)	
Ix	=	7210	cm ⁴		=	300 - 2(9+13)	
Iy	=	508	cm ⁴		=	256	mm

Bahan :

BJ 37 : fy = 2400 kg/cm²

fu = 3700 kg/cm²

Panjang balok (L) = 2200 mm = 2.2 m

a. Pembebanan

• Beban mati :

$$\text{- Berat pelat atap} = 0.09 \text{ m} \times 2.2 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 475,2 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat aspal} = 2.2 \text{ m} \times 14 \text{ kg/m}^2 = 30,8 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat pelat bondex} = 2.2 \text{ m} \times 10.1 \text{ kg/m}^2 = 22,22 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat profil} = \frac{36,7 \text{ kg/m}}{+} = 565 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat ikatan} = 10\% \times 719.81 \text{ kg/m} = \frac{56,5 \text{ kg/m}}{+}$$

$$qD = 621,42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban terpusat lift } Pd = 12282 \text{ kg}$$

• Beban hidup :

$$\text{Pada atap (qL) : } 100 \text{ kg/m}^2 \times 2,2\text{m} = 220 \text{ kg/m}$$

b. Kombinasi beban

Beban merata :

$$qU = 1.2 qD + 1.6 qL$$

$$= 1.2 \times 621,42 + 1.6 \times 220$$

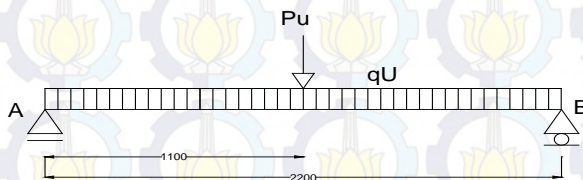
$$= 1098 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat :

$$Pu = 1.4 Pd$$

$$= 1.4 \times 12282 = 17194,8 \text{ kg}$$

c. Gaya dalam



Gambar 4.16 Model Mekanika Pembebanan
Balok Penggantung Lift

$$\begin{aligned}
 R_a = R_b &= 0.5 \times P_u + 1.1 \times q_u \\
 &= 0.5 \times 17194,8 + 1.15 \times 1088 \\
 &= 9804,9 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \max} &= 9804,9 \text{ kg} \\
 M_{u \max} &= R_a \times 1.1 - q_u \times 1.1 \times 0.55 \\
 &= 9804,9 \times 1.1 - 1098 \times 1.1 \times 0.55 \\
 &= 10121,1 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

d. Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned}
 \frac{h}{t_w} &= \frac{208}{7} = 29,71 \\
 \frac{1100}{\sqrt{f_y}} &= \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71 \\
 \Rightarrow \frac{h}{t_w} &< \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \\
 &= 0.6 \times 2400 \times (25 \times 0.6) \\
 &= 21600 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned}
 \Phi V_n &\geq V_u \\
 0.9 \times 21600 &\geq 9804,9 \text{ kg} \\
 19440 &\geq 9804,9 \text{ kg} \quad \dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

e. Kontrol kuat momen lentur

Sayap :

$$\begin{aligned}
 \frac{b_f}{2t_f} &= \frac{125}{2 \times 9} = 6,94 \\
 \Rightarrow \frac{b_f}{2t_f} &< \lambda_p \\
 \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97
 \end{aligned}$$

..... penampang kompak !

Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{208}{7} = 29,71 \Rightarrow \frac{h}{tw} < \lambda_p$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,5$$

$$\text{Maka } M_n = M_p = Z_x \times f_y = 522 \times 2400 = 1252800 \text{ kgcm} \\ = 12528 \text{ kgm}$$

Syarat :

$$\Phi M_n \geq M_u$$

$$0.9 \times 12528 \geq 10121,1$$

$$11275,2 \geq 10121,1 \quad \dots\text{Ok}$$

f. Kontrol lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{220}{360} = 0.611 \text{ cm}$$

$$y_{maks} = \frac{5 \cdot (q_D + q_L) \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{PL^3}{48EI_x}$$

$$y_{maks} = \frac{5 \cdot (6,21 + 2,2) \cdot 220^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7210} + \frac{17194,8 \cdot 220^3}{48 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7210} \\ = 0.008 + 0.253 \\ = 0,02 < f' \quad \dots\dots\text{Ok}$$

4.3.3 Perencanaan balok penumpu lift (LB-1)

Balok penumpu lift direncanakan menggunakan profil WF300x150x6,5x9 dengan data sebagai berikut :

w	=	36,7	kg/m	ix	=	12,4	cm
d	=	300	mm	iy	=	3,29	cm
bf	=	150	mm	Sx	=	481	cm ³
tw	=	6,5	mm	Sy	=	67,7	cm ³
tf	=	9	mm	Zx	=	522	cm ³
r	=	13	mm	Zy	=	104	cm ³
A	=	46,78	cm ²	h	=	d – 2(tf+r)	
Ix	=	7210	cm ⁴		=	300 – 2(9+13)	
Iy	=	508	cm ⁴		=	256	mm

Bahan :

BJ 37 : $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok (L) = 2300 mm = 2,3 m

a. Pembebanan

- Beban mati :

- Berat pelat atap

$$= 0,09 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 496,8 \text{ kg/m}$$

- Berat aspal

$$= 2,3 \text{ m} \times 14 \text{ kg/m}^2 = 32,2 \text{ kg/m}$$

- Berat pelat bondex

$$= 2,3 \text{ m} \times 10,1 \text{ kg/m}^2 = 23,23 \text{ kg/m}$$

- Berat profil

$$= \frac{36,7 \text{ kg/m}}{+}$$

- Berat ikatan

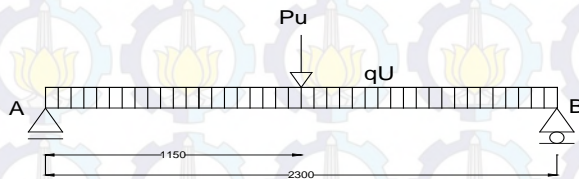
$$= 10\% \times 576,21 \text{ kg/m} = \frac{58,9 \text{ kg/m}}{+}$$

$$qD = 647,8 \text{ kg/m}$$

Beban terpusat balok penumpu akibat reaksi pada balok penggantung lift :

$$P_d = 9804,9 \text{ kg}$$

- Beban hidup :
 Pada atap (q_L) : $100 \text{ kg/m}^2 \times 2,3 \text{ m} = 230 \text{ kg/m}$
- b. Kombinasi beban
 Beban merata :
 $q_U = 1.2 q_D + 1.6 q_L$
 $= 1.2 \times 647,8 + 1.6 \times 230 = 1145,4 \text{ kg/m}$
 Beban terpusat :
 $P_u = 1.4 P_d$
 $= 1.4 \times 9804,9 = 13726,86 \text{ kg}$
- c. Gaya dalam



*Gambar 4.17 Model Mekanika Pembebanan
Balok Penumpu Lift*

$$\begin{aligned}
 R_a = R_b &= 0.5 \times P_u + 1.15 \times q_U \\
 &= 0.5 \times 13726,86 + 0.5 \times 1.15 \times 1145,4 \\
 &= 7522 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \max} &= 7522 \text{ kg} \\
 M_{u \max} &= R_a \times 1.15 - q_U \times 1.150 \times 0.575 \\
 &= 7522 \times 1.15 - 1145,4 \times 1.15 \times 0.575 \\
 &= 7893 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

- d. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{208}{7} = 29,71$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71 \quad \Rightarrow \frac{h}{t_w} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 \times f_y \times A_w \\ &= 0.6 \times 2400 \times (25 \times 0.6) \\ &= 21600 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi V_n &\geq V_u \\ 0.9 \times 21600 &\geq 7522 \text{ kg} \\ 19440 &\geq 7522 \text{ kg} \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

g. Kontrol kuat momen lentur

Sayap :

$$\begin{aligned} \frac{b_f}{2t_f} &= \frac{125}{2 \times 9} = 6,94 \\ \lambda_p &= \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97 \end{aligned} \quad \Rightarrow \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_p$$

..... penampang kompak !

Badan :

$$\begin{aligned} \frac{h}{t_w} &= \frac{208}{7} = 29,71 \\ \lambda_p &= \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,5 \end{aligned} \quad \Rightarrow \frac{h}{t_w} < \lambda_p$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } M_n &= M_p = Z_x \times f_y = 522 \times 2400 = 1252800 \text{ kgcm} \\ &= 12528 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 12528 &\geq 7893 \\ 11275,2 &\geq 7893 \dots \text{Ok} \end{aligned}$$

h. Kontrol lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{220}{360} = 0.611 \text{ cm}$$

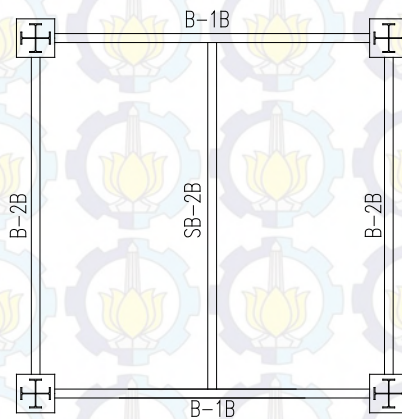
$$y_{maks} = \frac{5 \cdot (q_D + q_L) \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} + \frac{PL^3}{48EI_x}$$

$$\begin{aligned} y_{maks} &= \frac{5x(6,48 + 2,3)x230^4}{384x2x10^6x7210} + \frac{13726,86x230^3}{48x2x10^6x7210} \\ &= 0.008 + 0.253 \\ &= 0,02 < f' \quad \text{..... Ok} \end{aligned}$$

4.4 Perencanaan Balok Anak (SB)

4.4.1 Perencanaan Balok Anak SB-2B

Untuk lebih jelas mengenai letaknya, bisa dilihat pada gambar denah pembalokan lantai. Gambar berikut memberikan penjelasan tentang posisi balok anak lantai SB-2B.



Gambar 4.18 Denah balok anak SB-2B

Balok anak lantai SB-2B direncanakan menggunakan profil WF 250x175x7x11 dengan data sebagai berikut:

w	= 44,1 kg/m	ix	= 10,4 cm
d	= 244 mm	iy	= 4,18 cm
bf	= 175 mm	Sx	= 502 cm ³
tw	= 7 mm	Sy	= 113 cm ³
tf	= 11 mm	Zx	= 535 cm ³
r	= 16 mm	Zy	= 171 cm ³
A	= 56,24 cm ²	h	= d - 2(tf+r)
Ix	= 6120 cm ⁴		= 244 - 2(11+16)
Iy	= 984 cm ⁴		= 190 mm

Bahan :

BJ 37 : $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$

Beton: $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok (L) = 6 m = 600 cm

Kondisi sebelum komposit

a. Pembebanan

- Beban mati:

- Berat bondeks

$$= 10,1 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} = 20,3 \text{ kg/m}$$

- Berat pelat beton

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$$

- Berat profil

$$= \frac{44,1 \text{ kg/m}}{1} +$$

$$= 784,4 \text{ kg/m}$$

- Berat ikatan

$$= 10\% \times 784,4 \text{ kg/m} = \frac{78,44 \text{ kg/m}}{1} +$$

$$\mathbf{qD} = 862,84 \text{ kg/m}$$

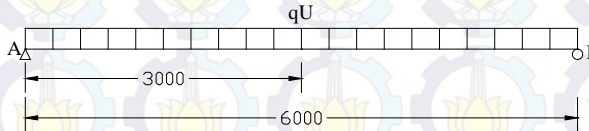
- Beban hidup: (Akibat beban pekerja)

$$\text{Pada lantai } \mathbf{qL} = 3 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}$$

b. Kombinasi beban:

$$\begin{aligned} qU &= 12qD + 1,6qL \\ &= 1,2(862,84) + 1,6(300) \\ &= 1515,41 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

c. Gaya dalam:



Gambar 4.19 Model mekanika pembebanan balok BL sebelum komposit

$$R_A = R_B = 0,5 \times q_U \times L$$

$$= 0,5 (1515,41) (6) = 4546,226 \text{ kg}$$

$$V_{U \text{ Max}} = 4546,226 \text{ kg}$$

$$M_{U \text{ Max}} = 1/8 \times q_U \times L^2$$

$$= 1/8 (1515,41) (6)^2 = 6919,345 \text{ kg.m}$$

d. Kontrol kuat geser:

$$\frac{h}{tw} = \frac{190}{7} = 27,14 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71$$

$$V_n = 0,6 \times f_y \times A_w \Rightarrow A_w = d \times tw = 24,4 \times 0,7 = 17,08 \text{ cm}^2$$

$$= 0,6 \times 2400 \times 17,08$$

$$= 24595,2 \text{ kg}$$

Syarat: $\Phi V_n \geq V_u \quad (\Phi = 0,9)$

$$0,9 \times 24595,2 \geq 4546,226$$

$$22135,68 \geq 4546,226 \quad \text{.....Ok!!}$$

e. Kontrol kuat momen lentur:

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Sayap:

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{175}{2 \times 11} = 7,95$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2.tf} \leq \lambda_p$$

- Badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{121}{7} = 18,14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,44$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} \leq \lambda_p$$

Penampang Kompak !

- Tekuk Lateral (*lateral buckling*)

Jarak penahan lateral (Lb) = 600 cm

Dari tabel profil untuk WF 250x175x7x11 dengan BJ 37, diperoleh:

$$L_p = 212,082 \text{ cm}$$

$$L_r = 720,983 \text{ cm}$$

Dengan demikian: $L_p < L_b < L_r$ **Bentang Menengah!**

$$M_y = S_x \cdot f_y = 502 \times 2400$$

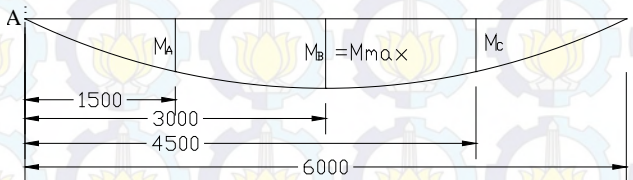
$$= 1204800 \text{ kgcm} = 12048 \text{ kgm}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 535 \times 2400$$

$$= 1284000 \text{ kg.cm} = 12840 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \cdot f_l = 502 \times (2400 - 700)$$

$$= 853400 \text{ kg.cm} = 8534 \text{ kg.m}$$



Gambar 4.20 Momen M_A , M_B , dan M_C

$$M_A = (4546,226)(1,5) - 0,5(1515,41)(1,5)^2 = 5114,5 \text{ kgm}$$

$$M_B = M_{\max} = 6919,345 \text{ kgm}$$

$$M_C = (4546,226)(4,5) - 0,5(1515,41)(4,5)^2 = 5114,5 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5(6919,345)}{2,5(6919,345) + 3(5114,5) + 4(6919,345) + 3(5114,5)} \\ = 1,14 \leq 2,3$$

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{(L_r - L_b)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1,14 \left[8534 + (12840 - 8534) \frac{(720,983 - 600)}{(720,983 - 212,373)} \right]$$

$$M_n = 10896,425 \text{ kgm} < M_p = 12840 \text{ kgm}$$

$$\text{Syarat : } \Phi M_n \geq M_u \quad (\Phi = 0,9)$$

$$0,9 \times 10896,425 \geq 6919,345$$

$$9806,78 \geq 7423,69$$

.....Ok!!

f. Kontrol lendutan:

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

$$y_{\max} = \frac{5(q_D + q_L)l^4}{384.E.I_x} \\ = \frac{5(8,62 + 3)(600)^4}{384(2000000)(6120)} \\ = 1,6 \text{ cm}$$

$$\text{Syarat: } y_{\max} < f'$$

$$g. \quad 1,6 < 2,5 \text{Ok!!}$$

Kondisi setelah komposit

a. Pembebanan

- Beban mati:

- Berat bondeks

$$= 10,1 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} = 30,3 \text{ kg/m}$$

- Berat pelat beton

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} = 720 \text{ kg/m}$$

- Berat profil

$$= 44,1 \text{ kg/m}$$

- Berat keramik (1 cm)

$$= 24 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} = 72 \text{ kg/m}$$

- Berat spesi (1 cm)

$$= 21 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} \times 1 = 63 \text{ kg/m}$$

- Berat penggantung plafon

$$= 7 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} = 21 \text{ kg/m}$$

- Berat plafon

$$= 11 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} = 33 \text{ kg/m}$$

- Berat perpipaian

$$= 25 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{ m} = 75 \text{ kg/m} +$$

$$= 1058,4 \text{ kg/m}$$

- Berat ikatan

$$= 10\% \times 1058,4 \text{ kg/m} = 105,84 \text{ kg/m} +$$

$$\mathbf{qD} = 1164,24 \text{ kg/m}$$

- Beban hidup:

$$\text{Pada lantai } \mathbf{qL} = 3 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 750 \text{ kg/m}$$

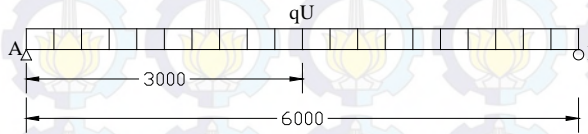
b. Kombinasi beban:

$$qU = 1,2qD + 1,6qL$$

$$= 1,2(1164,24) + 1,6(750)$$

$$= 2597,1 \text{ kg/m}$$

c. Gaya dalam:



Gambar 4.21 Model mekanika pembebanan balok BL setelah komposit

$$R_A = R_B = 0,5 \times qU \times L \\ = 0,5 (2597,1)(6) = 7791,3 \text{ kg}$$

$$V_{U \text{ Max}} = 7791,3 \text{ kg} \\ M_{U \text{ Max}} = 1/8 \times qU \times L^2 \\ = 1/8(2597,1)(6)^2 = 11686,95 \text{ kg.m}$$

d. Kontrol kuat geser:

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} = \frac{190}{7} = 27,14$$

$$1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{fy}}$$

dimana $k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan, sehingga:

$$1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2000000}{2400}} = 71$$

$$\frac{h}{tw} < 1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{fy}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \Rightarrow A_w = d \times t_w = 24,4 \times 0,7 = 17,08 \text{ cm}^2 \\
 &= 0,6 \times 2400 \times 17,08 \\
 &= 24595,2 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat: $\Phi V_n \geq V_u$ ($\Phi = 0,9$)

$$0,9 \times 24595,2 \geq 7791,3$$

$$22135,68 \geq 7791,3$$

.....Ok!!

e. Lebar efektif:

- $b_{\text{eff}} \leq L/4 = 150 \text{ cm}$

- $b_{\text{eff}} \leq b_o = 300 \text{ cm}$

dipakai $b_{\text{eff}} = 150 \text{ cm}$

f. Kontrol kuat momen lentur:

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Sayap:

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{175}{2 \times 11} = 7,95$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2.tf} \leq \lambda_p$$

- Badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{121}{7} = 18,14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 10,44$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} \leq \lambda_p$$

Penampang Kompak !

Karena profil penampang kompak, maka kekuatan lentur positif dapat dihitung menggunakan distribusi tegangan plastis.

- Menghitung momen nominal (M_n)

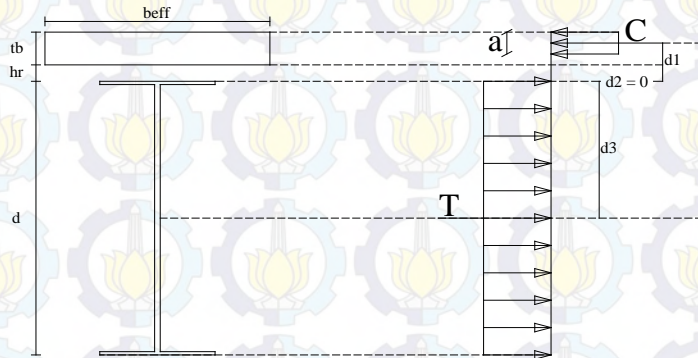
Menentukan gaya yang terjadi:

$$\begin{aligned}
 C &= 0,85 \times f_c' \times t_b \times b_{\text{eff}} \\
 &= 0,85 \times 300 \text{ kg/cm}^2 \times (10 - 5,3) \text{ cm} \times 150 \text{ cm} \\
 &= 179775 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y = 56,24 \text{ cm}^2 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 134967 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Karena $C > T$, maka garis netral terletak di pelat beton

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f_c' x b_{eff}} = \frac{(56,24)(2400)}{(0,85)(300)(150)} = 3,53 \text{ cm}$$



Gambar 4.22 Penampang komposit balok anak BL

- Menentukan jarak – jarak dari centroid gaya – gaya yang bekerja

$$d1 = hr + tb - a/2 = 5,3 + 4,7 - (3,53/2) = 8,23 \text{ cm}$$

$$d2 = 0 \text{ (Profil baja tidak mengalami tekan)}$$

$$d3 = d/2 = 24,4/2 = 12,2 \text{ cm}$$

$$e = d1 + d2 + d3 = 8,23 + 0 + 12,2 = 20,43 \text{ cm}$$

- Menghitung momen nominal (M_n)

$$M_n = T \times e$$

$$= (134967)(20,43)$$

$$= 2758050,6 \text{ kg.cm}$$

$$= 27580,5 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat: } \Phi M_n \geq M_u \quad (\Phi = 0,85)$$

$$0,85 \times 27580,5 \geq 11686,95$$

$$23443,43 \geq 11686,95 \text{.....Ok!!}$$

Momen nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

g. Momen inersia transformasi:

Menghitung transformasi beton ke baja:

$$E_c = 0,041 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041(2400)^{1,5} \sqrt{30}$$

$$= 26403,5 \text{ Mpa}$$

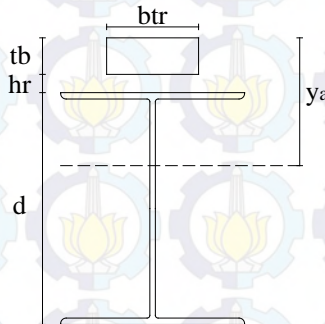
$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$n = \frac{E_c}{E_s} = \frac{26403,5}{200000} = 0,132$$

$$b_{\text{eff}} = 150 \text{ cm}$$

$$b_{\text{tr}} = n \times b_{\text{eff}} = 0,132 \times 150 = 19,8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tr}} = b_{\text{tr}} \times t_b = 19,8 \times 4,7 = 93,06 \text{ cm}^2$$



Gambar 4.23 Penampang transformasi balok anak BL

- Menentukan letak garis netral:

$$y_a = \frac{\left[A_{\text{tr}} \cdot \frac{1}{2} t_b \right] + \left[A_s \left(t_b + hr + \frac{1}{2} d \right) \right]}{(A_{\text{tr}} + A_s)}$$

$$y_a = \frac{[218,691] + [1248,53]}{(93,06 + 56,24)} = 9,83 \text{ cm}$$

- Menentukan nilai momen inersia penampang transformasi:

$$I_{tr} = \left[\left(\frac{1}{12} b_{tr} t b^3 \right) + A_{tr} \left(y_a - \frac{tb}{2} \right)^2 \right] + \left[I_x + A_s \left(\left(tb + hr + \frac{d}{2} \right) - y_a \right)^2 \right]$$

$$I_{tr} = [(171,31) + (5206,74)] + [(6120) + (8605,67)]$$

$$I_{tr} = 20103,7 \text{ cm}^4$$

h. Kontrol lendutan:

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} y_{\max} &= \frac{5(q_D + q_L)l^4}{384.E.I_{tr}} \\ &= \frac{5(11,64 + 7,50)(600)^4}{384(2000000)(20103,7)} \\ &= 0,8 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Syarat: } y_{\max} &< f' \\ 0,8 &< 2,5 \end{aligned} \quad \text{.....Ok!!}$$

i. Perencanaan penghubung geser:

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan:

$$d_s = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_c = 0,041 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041(2400)^{1,5} \sqrt{30}$$

$$= 26403,5 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 Q_n &= 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c' \times E_c} = 0,5 \times 283,4 \times \sqrt{30 \times 26403,5} \\
 &= 126106,7 \text{ N} \\
 &= 12610,67 \text{ kg/stud}
 \end{aligned}$$

Syarat: $Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$

$$12610,67 < (283,4)(40)$$

$$12610,67 > 11335,4 \quad \dots \text{pakai } Q_n = 11335,4 \text{ kg}$$

Cek koefisien reduksi (rs) karena pengaruh pelat bondeks yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$H_s = (h_r + 40) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$W_r = 180 \text{ mm}$$

$$N_r = 2 \text{ (dipasang 2 stud pada setiap gelombang)}$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{2}} \left(\frac{180}{53} \right) \left(\frac{93}{53} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = 1,54 \geq 1 \quad \dots\dots\dots \text{dipakai } r_s = 1$$

Jumlah stud untuk setengah bentang dimana *shear connector* dipasang 2 buah dalam satu baris:

$$N = \frac{T}{2Q_n r_s} = \frac{134967}{(2)(11335,4)(1)} = 5,95 \approx 6 \text{ pasang}$$

Jarak seragam (S) dengan stud pada masing – masing lokasi:

$$S = \frac{L}{N} = \frac{600}{6} = 100 \text{ cm}$$

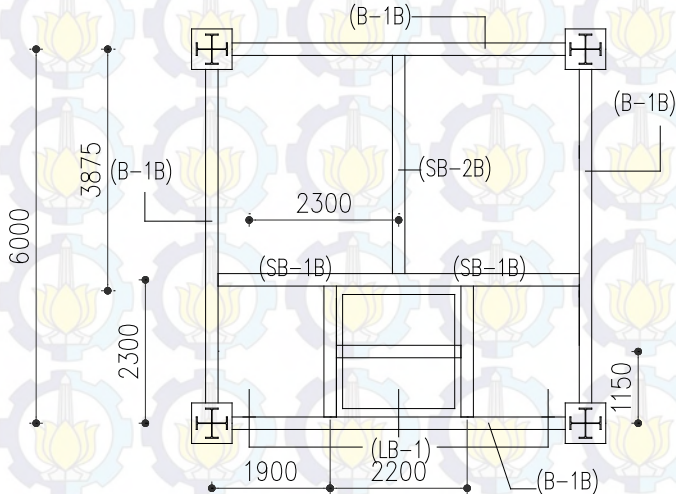
$$\begin{aligned}
 \text{Jarak maksimum } (S_{\max}) &= 8 \times t_{\text{plat beton}} \quad \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\
 &= 8 \times 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak minimum } (S_{\min}) &= 6 \times d_s \quad \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\
 &= 6 \times 1,9 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Jadi, dipasang shear connector setiap jarak 80 cm.

4.4.2 Perencanaan Balok Anak SB-1B

Gambar berikut memberikan penjelasan mengenai posisi balok anak lantai SB-1B



Gambar 4.24 Denah balok anak lantai SB-1B

Balok anak lantai SB-1B direncanakan menggunakan profil WF400x200x8x13 dengan data sebagai berikut :

w	=	66.0	kg/m	ix	=	16.8	cm
d	=	400	mm	iy	=	4.54	cm
bf	=	200	mm	Sx	=	1190	cm ³
tw	=	8	mm	Sy	=	174	cm ³
tf	=	13	mm	Zx	=	1286	cm ³
r	=	16	mm	Zy	=	266	cm ³
A	=	84.12	cm ²	h	=	d - 2(tf+r)	
Ix	=	23700	cm ⁴		=	400 - 2(13+16)	
Iy	=	1740	cm ⁴		=	342	mm

Bahan :

BJ 37 : $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$

Beton : $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$

Panjang balok (L) = 6 m = 6000 mm

a. Pembebanan

• Beban mati :

- Berat profil = 66 kg/m

- Berat ikatan

= $10\% \times 66 \text{ kg/m} = \frac{6,6 \text{ kg/m}}{+}$

$q_D = 72,6 \text{ kg/m}$

Beban terpusat (P) :

Pu1 = akibat reaksi dari LB-1 = 7522 kg

Pu2 = akibat reaksi dari SB-2B = 7791,3 kg

b. Kombinasi beban

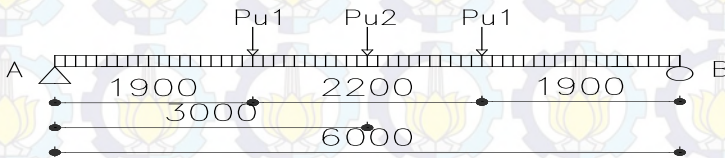
Beban merata :

$q_U = 1,4 q_D$

= $1,4 \times 72,6$

= 101,64 kg/m

c. Gaya dalam



**Gambar 4.25 Model Mekanika Pembebanan
Balok Anak Lantai BL3**

$$\begin{aligned}
 R_a = R_b &= (P_{u1}) + (0.5 \times P_{u2}) + (0.5 \times q_U \times 6) \\
 &= 0.5 \times 2 \times (7522) + (0.5 \times 7791,3) + (0.5 \times 101,64 \times 6) \\
 &= 7522 + 3408,33 + 304,92 \\
 &= 11235,25 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$V_{u \max} = 11235,25 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{u \max} &= R_a \times 3 - P_{u1} \times 1,1 - q_U \times 3 \times 1,5 \\ &= 11235,25 \times 3 - 7522 \times 1,1 - 101,64 \times 4,5 \\ &= 24974,17 \text{ kgm} \end{aligned}$$

d. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\frac{1100}{\sqrt{fy}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 71$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \\ &= 0,6 \times 2400 \times (33,6 \times 0,8) \\ &= 38707,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi V_n &\geq V_u \\ 0,9 \times 38707,2 &\geq 11737,45 \\ 34836,5 &\geq 11737,45 \end{aligned}$$

..... Ok

e. Kontrol kuat momen lentur

Sayap :

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{249}{2 \times 12} = 10,3$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2tf} < \lambda_p$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

Badan :

$$\frac{h}{tw} = \frac{272}{8} = 34$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} < \lambda_p$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,51$$

..... penampang kompak !

$$L_b = 220 \text{ cm}$$

$$L_p = 300,776$$

$$L_r = 903,515$$

$$L_b < L_p < L_r \text{ bentang pendek}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } M_n = M_p &= Z_x \times f_y = 1286 \times 2400 = 3086400 \text{ kgcm} \\ &= 30864 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} \Phi M_n &\geq M_u \\ 0.9 \times 30864 &\geq 24974,17 \\ 27777,6 &\geq 24974,17 \quad \dots\text{Ok} \end{aligned}$$

f. Kontrol lendutan

Lendutan ijin :

$$f' = \frac{L}{360} = \frac{600}{360} = 1.67$$

$$y_{maks} = \frac{5x(6,21 + 2.2)x220^4}{384x2x10^6x7210} + \frac{17194,8x220^3}{48x2x10^6x7210}$$

Dari hasil perhitungan dengan SAP V 14.0 diperoleh lendutannya sebesar : $y_{\max} = 0.42 \text{ cm}$, maka :

$$y_{\max} < f' \quad \dots \text{Ok!}$$

BAB V

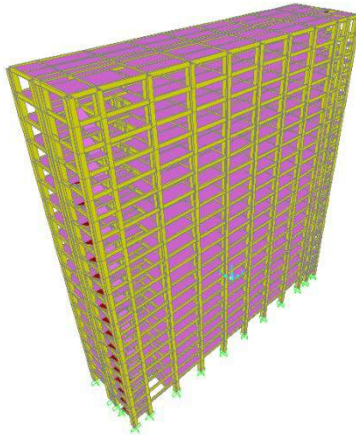
PEMBEBANAN DAN ANALISA GEMPA

5.1 Umum

Dalam merencanakan suatu gedung bertingkat perlu dilakukan adanya perencanaan pembebanan gravitasi maupun terhadap beban gempa, hal ini dimaksudkan agar apabila gedung tersebut terkena beban gempa yang sesungguhnya akan sudah terantisipasi. Pembebanan searah gravitasi mengacu pada ketentuan *SNI 03-1727-2009*, sedangkan untuk beban gempa rencana yang digunakan mengacu pada peraturan *SNI 03-1726-2012* yang di dalamnya sudah terdapat ketentuan-ketentuan dan syarat-syarat dalam perhitungan beban gempa rencana.

5.2 Permodelan Struktur

Dalam melakukan analisa beban gempa diperlukan adanya suatu permodelan struktur terhadap gedung yang akan direncanakan. Gedung dimodelkan sebagai bangunan tipikal setinggi 20 lantai disertai lantai atap dengan tinggi total gedung adalah 52,5 m.



Gambar 5.1. Permodelan struktur

5.3 Tahapan Analisis

5.3.1 Gempa Rencana

Gempa rencana ditetapkan sebagai gempa dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur struktur bangunan 50 tahun adalah sebesar 2 persen.

5.3.2 Kategori Resiko Bangunan (KRB)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung harus sesuai dengan *SNI 03-1726-2012 tabel 1*. Pada perencanaan ini gedung difungsikan sebagai gedung apartemen yang dikondisikan mampu dalam menahan gempa sedang, sehingga untuk perencanaan ini gedung tersebut masuk kedalam kategori resiko bangunan II.

5.3.3 Faktor Keutamaan

Pengaruh Gempa Rencana terhadap Kategori Resiko Bangunan (KRB) harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan I menurut *tabel 2 SNI 03-1726-2012*. Untuk kategori resiko II didapatkan Faktor Keutamaan I yaitu 1.

5.4 Perhitungan Analisa Gempa

5.4.1 Analisa Kelas Situs

Tiap situs yang ditetapkan harus sesuai dengan *SNI 03-1726-2012 tabel 3*. Berdasarkan data tanah yang terlampir menunjukkan bahwa tanah tersebut diklasifikasikan kedalam kelas **situs SD** (Tanah sedang) dengan nilai konus yang berkisar dari 15-50 pada kedalaman 30 m dari permukaan tanah.

5.4.2 Kombinasi Beban Berfaktor

Struktur, komponen-elemen struktur dan elemen-elemen fondasi harus dirancang sedemikian hingga kuat rencananya sama atau melebihi pengaruh beban-beban terfaktor dengan kombinasi-kombinasi sebagai berikut:

1. 1,4D

2. $1,2D+1,6L+0,5$ (La atau H)
3. $1,2D+1,6(La \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8 W)$
4. $1,2D+1,3W + \gamma_L L + 0,5$ (La atau H)
5. $1,2D+1,0E + \gamma_L L$
6. $0,9D-(1,3W \text{ atau } 1,0 E)$

5.4.3 Perhitungan Berat Efektif

5.4.3.1 Data Perencanaan

Data-data perancangan gedung yang digunakan dalam pembebanan adalah sebagai berikut:

- Mutu baja : BJ 37
- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
- Lebar gedung : 15 m
- Panjang gedung : 48 m
- Tinggi antar lantai (tipikal) : 3,5 m
- Tinggi total gedung : 52,5 m
- Tebal pelat lantai : 10 cm
- Dimensi kolom
 - Profil : K 600x200x11x17
 - Beton : 700x700
- Profil balok induk : WF 450x200x8x12
- Profil balok anak 1 : WF 400x200x8x13
- Profil balok anak 2 : WF 350x175x6x9
- Profil balok lift
 - Balok penggantung : WF 300x150x6,5x9
 - Balok Penumpu : WF 300x150x6,5x9
- Profil balok tangga
 - Utama : WF 125x60x6x8
 - Penumpu : WF300x150x6,5x9
- Zona gempa : Zona 3
- Klasifikasi tanah : Tanah sedang

5.4.3.2 Perhitungan Berat Struktur

Sebelum melakukan analisa terhadap beban gempa diperlukan data berat total keseluruhan bangunan (Wt) sebagai berikut:

LANTAI 1

Beban Mati:

Tabel 5.1 Beban mati lantai pada lantai

LANTAI 1					
KOLOM					
- BETON	=	2400	x	61.70	= 148080.00 kg
- PROFIL	=	228.4	x	133	= 30377.20 kg
SLOOF	=	2400	x	130.8	= 313920.00 kg
SLOOF KECIL	=	2400	x	0.6	= 1440.00 kg
BALOK TANGGA					
- UTAMA	=	21.3	x	20.87	= 444.53 kg
- PENUMPU	=	36.7	x	6	= 220.20 kg
- PELAT TANGGA	=	2400	x	2.24	= 5376.00 kg
PELAT BETON	=	2400	x	72.00	= 172800.00 kg
DINDING(BATAKO)	=	450	x	87.41	= 39334.50 kg
KACA	=	2579	x	3.276	= 8448.80 kg
KERAMIK	=	24	x	720	= 17280.00 kg
SPESI	=	21	x	720	= 15120.00 kg
PENGANTUNG	=	7	x	720	= 5040.00 kg
PLAFOND	=	11	x	720	= 7920.00 kg
PERPIPAAN	=	25	x	720	= 18000.00 +
			TOTAL	=	783801.24 kg

LANTAI 2-15**Beban Mati:****Tabel 5.2** Beban mati tiap lantai pada lantai 2-15

LANTAI 2-15						
KOLOM						
- BETON	=	2400	x	61.74	=	148176.00 kg
- PROFIL	=	228.4	x	133	=	30377.20 kg
BALOK INDUK	=	66.2	x	327	=	21647.40 kg
BALOK ANAK 1	=	41.4	x	111	=	4595.40 kg
BALOK ANAK 2		66		12		792.00 kg
BALOK TANGGA						
- UTAMA	=	21.3	x	20.87	=	444.53 kg
- PENUMPU	=	36.7	x	6	=	220.20 kg
- PELAT TANGGA	=	2400	x	2.24	=	5376.00 kg
PELAT BONDEX	=	10.1	x	684	=	6908.40 kg
PELAT BETON	=	2400	x	68.40	=	164160.00 kg
DINDING(BATAKO)	=	450	x	234.25	=	105412.50 kg
KACA	=	2579	x	0.756	=	1949.72 kg
KERAMIK	=	24	x	684	=	16416.00 kg
SPESI	=	21	x	684	=	14364.00 kg
PENGGANTUNG	=	7	x	684	=	4788.00 kg
PLAFOND	=	11	x	684	=	7524.00 kg
PERPIPAAN	=	25	x	684	=	17100.00 kg
				TOTAL	=	550251.36 kg

LANTAI ATAP

Beban Mati:

Tabel 5.3 Beban mati lantai pada lantai atap

LANTAI ATAP					
BALOK INDUK	=	66.2	x	327	= 21647.40 kg
BALOK ANAK 1	=	41.4	x	117	= 4843.80 kg
BALOK ANAK 2	=	66	x	6	= 396.00 kg
BALOK LIFT					kg
- BALOK PENGGANTUNG	=	36.7	x	2.2	= 80.74 kg
- BALOK PENUMPUP	=	36.7	x	4.6	= 168.82 kg
PELAT BONDEX	=	10.1	x	720	= 7272.00 kg
PELAT BETON	=	2400	x	72.00	= 172800.00 kg
ASPAL	=	14	x	720	= 10080.00 kg
PENGGANTUNG	=	7	x	720	= 5040.00 kg
PLAFOND	=	11	x	720	= 7920.00 kg
PERPIPAAN	=	25	x	720	= 18000.00 +
				TOTAL	= 248248.76 kg

Koefisien reduksi beban hidup pada apartemen untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih terhadap peninjauan gempa (*SNI 03-1727-1989 pasal 4.8.2*) = 20%.

Beban hidup pada lantai

$$= 0,8 \times 250 \times 48 \times 15 = 144000 \text{ kg}$$

Beban hidup pada atap

$$= 0,8 \times 100 \times 48 \times 15 = 57600 \text{ kg}$$

Maka besarnya beban vertikal yang bekerja di masing-masing tingkat dapat dilihat pada **tabel 5.3**.

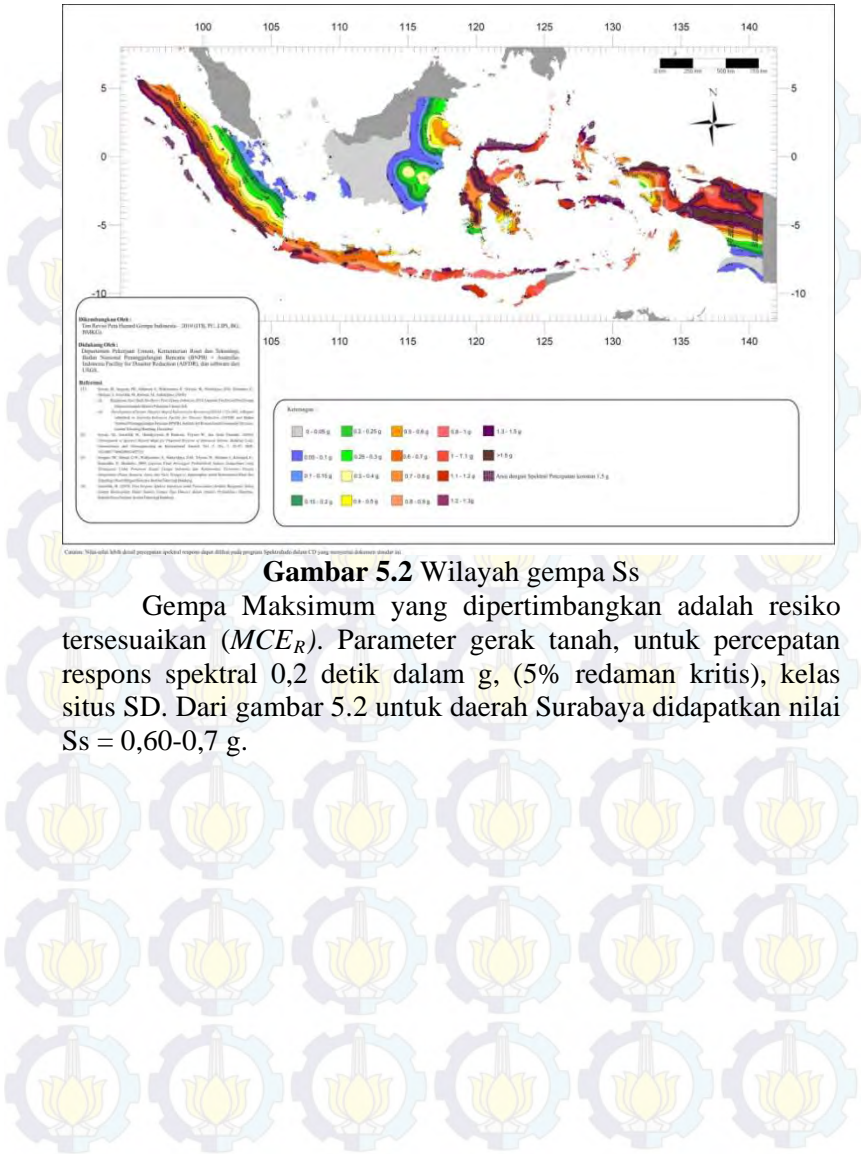
Tabel 5.4 Beban vertikal pada masing-masing lantai

LANTAI	BEBAN MATI	BEBAN HIDUP	TOTAL
15	248248.76	57600	305848.76
14	550251.36	141440	691691.36
13	550251.36	141440	691691.36
12	550251.36	141440	691691.36
11	550251.36	141440	691691.36
10	550251.36	141440	691691.36
9	550251.36	141440	691691.36
8	550251.36	141440	691691.36
7	550251.36	141440	691691.36
6	550251.36	141440	691691.36
5	550251.36	141440	691691.36
4	550251.36	141440	691691.36
3	550251.36	141440	691691.36
2	550251.36	141440	691691.36
1	738801.24	141440	880241.24
		TOTAL	10178077.68

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan SNI 03-1726-2012. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gempa yang dihasilkan pada analisa statis, dimana letak bangunan terletak di wilayah gempa surabaya dengan gempa sedang, tinggi bangunan adalah 52,5 m. Proses perhitungannya dengan bantuan program SAP2000 v14, yang perlu dimasukkan adalah grafik respon spektrum dari zone yang ada.

5.4.4 Percepatan Respon Spektrum (MCE)

Penentuan wilayah gempa dapat dilihat pada Gambar 5.2 dan Gambar 5.3 :



Gambar 5.2 Wilayah gempa Ss

Gempa Maksimum yang dipertimbangkan adalah resiko tersesuaian (MCE_R). Parameter gerak tanah, untuk percepatan respons spektral 0,2 detik dalam g, (5% redaman kritis), kelas situs SD. Dari gambar 5.2 untuk daerah Surabaya didapatkan nilai $S_s = 0,60-0,7$ g.

Tabel 5.6 Koefisien situs Fv

KelasSitus	Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa MCE_R Terpetakan Pada Periode 1 detik, S_I				
	$S_I \leq 0,1$	$S_I = 0,2$	$S_I = 0,3$	$S_I = 0,4$	$S_I \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1	1	1	1	1
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS ^b				

Dari data diatas diperoleh data-data sebagai berikut :

$S_s = 0,6 - 0,7g = (0.669 \text{ untuk kota surabaya dari web puskim.pu.go.id})$

$S_1 = 0,2 - 0,25g = (0.254 \text{ untuk kota surabaya dari web puskim.pu.go.id})$

$F_a = 1,264 \text{ (kota surabaya dari web puskim.pu.go.id)}$

$F_v = 1.892 \text{ (kota surabaya dari web puskim.pu.go.id)}$

$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-1})$

$= 1,264 \times 0,669 = 0.846$

$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-2})$

$= 1.892 \times 0,254 = 0.481$

• Parameter Percepatan Respons Spektral

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0.846 = 0.564$$

(SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-3)

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0.481 = 0.321$$

(SNI 03-1726-2012 Pers. 6.2-4)

5.4.5 Periode Alami Fundamental

Periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji. Periode

fundamental, T , tidak boleh melebihi hasil koefisien untuk batasan atas pada perioda yang dihitung (C_u) dari **Tabel 5.6** dikali perioda fundamental pendekatan, T_a .

$$T < C_u \times T_a \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pers. 7.8-2})$$

Tabel 5.7 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung
(SNI 03-1726-2012 tabel 7.8-1)

Parameter Percepatan Respons Spektral Disain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sebagai alternatif pada pelaksanaan analisis untuk menentukan perioda fundamental, T , diijinkan secara langsung menggunakan perioda bangunan pendekatan, T_a , yang dihitung sesuai dengan *SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1*.

- **Perioda Fundamental Pendekatan**

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental pendekatan (T_a), dalam detik, ditentukan oleh persamaan berikut:

$$T_a = C_t \times H n^x \dots\dots \text{RSNI 03-1726-2012 pasal 7.8.2.1.}$$

Tipe struktur	C_t	α
Sistem rangka pemikul momen di mana rangka pemikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,0724 ^a	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,0466 ^a	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731 ^a	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731 ^a	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488 ^a	0,75

Nilai C_t didapat = 0,0724

Dan nilai α didapat 0,8

Maka didapat T_a dengan persamaan berikut

$$T_a = C_t \times H_n^x$$

$$T_a = 0,0724 \times (52,5)^{0,8}$$

$$T_a = 1,72$$

Sehingga T yang nantinya didapat dari analisa komputer harus kurang dari $C_u \times T_a$

$$T < 1,4 \times 1,72 = 2,4 \text{ detik}$$

5.4.6 Periode Hasil Analisa Struktur

Analisa struktur dilakukan dengan menggunakan program SAP 2000 v 14 dengan menggunakan spektrum respon gempa IBC 2003. Berikut hasil perhitungan periode fundamental yang didapat dari hasil analisa pada SAP 2000 v14.

Tabel 5.8 Hasil Periode pada SAP2000 v14.2

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1.545826	0.6469	4.0646	16.521
MODAL	Mode	2	1.54515	0.64719	4.0664	16.536
MODAL	Mode	3	1.34585	0.74302	4.6686	21.795
MODAL	Mode	4	0.534645	1.8704	11.752	138.11
MODAL	Mode	5	0.531926	1.88	11.812	139.53
MODAL	Mode	6	0.527724	1.8949	11.906	141.76
MODAL	Mode	7	0.523119	1.9116	12.011	144.26
MODAL	Mode	8	0.472978	2.1143	13.284	176.47
MODAL	Mode	9	0.467871	2.1373	13.429	180.35
MODAL	Mode	10	0.414687	2.4115	15.152	229.57
MODAL	Mode	11	0.393326	2.5424	15.974	255.18
MODAL	Mode	12	0.246915	4.05	25.447	647.54
MODAL	Mode	13	0.245817	4.0681	25.56	653.33
MODAL	Mode	14	0.188661	5.3005	33.304	1109.2
MODAL	Mode	15	0.139774	7.1544	44.953	2020.7
MODAL	Mode	16	0.125962	7.9389	49.882	2488.2

Dari hasil analisa struktur diperoleh periode alami fundamental gempa tertinggi sebesar $T = 1.54$ detik. Periode tidak boleh melebihi $C_u \times T_a$

$$T = 1.54 < C_u \times T_a = 1,4 \times 1,721 \text{ detik} = 2,41 \text{ detik}$$

Maka dipakai $T = 1.54$ detik

5.4.7 Kategori Desain Gempa

Apabila S_I lebih kecil dari 0,75, kategori desain seismik diijinkan untuk ditentukan (*sesuai Tabel 6.5-1 SNI 03-1726-2012*)

Tabel 5.9 Kategori desain gempa berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek (SNI 03-1726- 2012 tabel 6)

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sehingga dari tabel 5.9 $S_{DS} = 0,607$ diperoleh kategori desain seismik tipe D.

5.4.8 Faktor Sistem Penahan Seismik

Sistem penahan-gaya seismik yang berbeda diijinkan untuk digunakan, untuk menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu ortogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d , dan Ω_0 harus dikenakan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya seismik(SNI 03-1726-2012 tabel 9)

SISTEM RANGKA	R	Ω_0^g	C_d	Kategori desain seismik				
				B	C	D^d	E^d	F^e
11.Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2.5	TB	TB	TI	TI	TI

Keterangan: TB = Tidak Dibatasi dan TI = Tidak Diijinkan

Harga tabel faktor kuat-lebih (Ω_0), diijinkan untuk direduksi dengan mengurangi setengah untuk struktur dengan *diafragma fleksibel*, tetapi tidak boleh diambil kurang dari 2,0 untuk segala struktur, kecuali untuk sistim kolom kantilever.

Dari tabel didapat data perencanaan untuk Disain Seismik E sebagai berikut :

- Koefisien modifikasi respon **$R = 3$**
- Faktor kuat-lebih **$\Omega_0 = 3$**
- Pembesaran defleksi **$C_d = 2,5$**

5.4.9 Fleksibilitas Diafragma

Analisis struktur harus memperhitungkan kekakuan relatif diafragma dan elemen vertikal system penahan gaya seismik. Diafragma pelat dikatakan kaku apabila memenuhi persamaan *SNI 03-1726-2012 Pasal 7.3.1.2* dengan persamaan:

$$S/De \leq 3$$

dimana : S = lebar keseluruhan gedung
 De = panjang keseluruhan gedung

Dan struktur tidak memiliki ketidakberaturan horizontal.

$$S = 15 \text{ m} ; De = 48 \text{ m}$$

$15/48 = 0,31 \leq 3$, maka struktur pelat sebagai diafragma adalah kaku.

5.4.10 Faktor Redundansi

Untuk struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik D, E, atau F, ρ harus sama dengan 1,3 sesuai *SNI 03-1726-2012 Pasal 7.3.4.2*

5.4.11 Gaya Geser Dasar Seismik

Geser dasar seismik, V , dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \text{ (SNI 03-1726-2012 Persamaan 7.8-1)}$$

di mana:

C_s = koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1.1

W = berat seismik efektif menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 7.7.2.

5.4.11.1 Perhitungan Koefisien Respons Seismik

Koefisien respons seismik, C_s , harus ditentukan sesuai dengan persamaan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ (SNI 03-1726-2012 Persamaan 7.8-1.1)}$$

dimana:

S_{DS} = parameter percepatan spectrum respons disain dalam rentang perioda pendek seperti ditentukan dari SNI 03-1726-2012 Pasal 6.9.4

R = faktor modifikasi respons dalam SNI 03-1726-2012 Tabel 7.2-1

I_e = faktor keutamaan hunian yang ditentukan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 4.1.2

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ (SNI 03-1726-2012 Persamaan 7.8-1.1)}$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \text{ (SNI 03-1726-2012 Persamaan 7.8-4)}$$

di mana I dan R sebagaimana didefinisikan dalam SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1.1

Dari perhitungan di atas sudah didapat data perencanaan sebagai berikut :

$$S_{DS} = 0,564$$

$$S_{D1} = 0,321$$

$$I = 1 \text{ (Faktor keutamaan gempa resiko II)}$$

$$R = 3$$

$$T_a = 1.54 \text{ detik}$$

$$S_1 = 0,254$$

$$W = 10977608.48 \text{ Kg}$$

Perhitungan :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,564}{\left(\frac{3}{1}\right)} = 0,188$$

Nilai C_s yang dihitung tidak perlu melebihi berikut ini :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T_a \left(\frac{R}{I_e}\right)} = \frac{0,321}{1.54 \left(\frac{3}{1}\right)} = 0,07$$

C_s harus tidak kurang dari :

$$C_s = 0,07 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,07 \times 0,564 \times 1 = \mathbf{0,039} \geq 0,01 \text{ ..OK}$$

didapat :

$$C_{spakai} = 0,039$$

Sehingga dapat dipakai untuk perhitungan :

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,039 \times 10178077.68 \text{ Kg} = 398848,4 \text{ Kg}$$

$$0,85.V = 0,85 \times 398848,4 \text{ Kg} = 339021,2 \text{ Kg}$$

Jika kombinasi respons untuk geser dasar ragam (V_t) lebih kecil 85 persen dari geser dasar yang dihitung (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.4.1). Dari hasil SAP2000 v14 didapatkan $V_{tx} = 55922.84$ dan $V_{ty} = 56805$

Kontrol:

$$V_{tx} = 55922.84 < 231408 \text{ Ok}$$

$$V_{ty} = 56805 < 448523,97 \text{ Kg Ok}$$

5.4.12 Kontrol Drift (Simpangan Antar Lantai)

Kinerja batas layan Δ_s struktur gedung ditentukan oleh simpangan antar tingkat akibat pengaruh gempa rencana. Dimaksudkan untuk menjaga kenyamanan penghuni, mencegah kerusakan non-struktur, membatasi terjadinya peretakan beton yang berlebihan.

Nilai dari kinerja batas layan Δ_s ini diperoleh dari output SAP 2000 v14 yang selanjutnya akan dijabarkan pada **Tabel 5.12** dan **Tabel 5.13**.

Kontrol drift dibatasi dengan Δ_a yang dilihat dari tabel berikut:

Tabel 5.11 Simpangan antar lantai ijin, Δ_a

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$
Struktur dinding geser kantilever batu bata ^d	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$	$0,010h_{sx}$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$	$0,007h_{sx}$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}$	$0,015h_{sx}$	$0,010h_{sx}$

h_{sx} adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x .

Digunakan $\Delta_a = 0,020h_{sx}$ sesuai pada tabel 5.10.

Tabel 5.12 Drift Akibat Gempa Ex

Lantai	hi (m)	Total drift (mm)	Δs antar lantai (mm)	Δa (mm)	Ket
16(atap)	52.5	15.6	0.5	70	Ok
15	49	15.1	0.5	70	Ok
14	45.5	14.6	0.6	70	Ok
13	42	14	0.8	70	Ok
12	38.5	13.2	0.9	70	Ok
11	35	12.3	1.1	70	Ok
10	31.5	11.2	1.2	70	Ok
9	28	10	1.3	70	Ok
8	24.5	8.7	1.4	70	Ok
7	21	7.3	1.5	70	Ok
6	17.5	5.8	1.5	70	Ok
5	14	4.3	1.5	70	Ok
4	10.5	2.8	1.3	70	Ok
3	7	1.5	1	70	Ok
2	3.5	0.5	0.5	70	Ok
1	0	0	0	0	Ok

Tabel 5.13 Drift Akibat Gempa Ey

Lantai	hi (m)	Total drift (mm)	Δs antar lantai (mm)	Δa (mm)	Ket
16(atap)	52.5	17.1	0.5	70	Ok
15	49	16.6	-1.2	70	Ok
14	45.5	17.8	1.9	70	Ok
13	42	15.9	0.8	70	Ok
12	38.5	15.1	0.9	70	Ok
11	35	14.2	1.1	70	Ok
10	31.5	13.1	1.2	70	Ok
9	28	11.9	1.3	70	Ok
8	24.5	10.6	1.4	70	Ok
7	21	9.2	1.5	70	Ok
6	17.5	7.7	1.5	70	Ok
5	14	6.2	3.2	70	Ok
4	10.5	3	1.4	70	Ok
3	7	1.6	1.1	70	Ok
2	3.5	0.5	0.5	70	Ok
1	0	0	0	70	Ok

5.4.13 Kontrol Partisipasi Massa

Sesuai dengan SNI 03-1726-2002 Ps. 7.2.1 jumlah ragam *vibrasi* (jumlah *mode shape*) yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa (*Modal participating Mass Ratios*) dalam menghasilkan respons total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Tabel 5.14 Partisipasi Massa Ragam Terkombinasi

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.545826	0.137	0.615	0.000002779	0.137	0.615
MODAL	Mode	2	1.54515	0.624	0.136	6.459E-07	0.761	0.751
MODAL	Mode	3	1.34585	0.00007475	0.00471	0.000002297	0.762	0.756
MODAL	Mode	4	0.534645	0.013	3.602E-07	1.123E-07	0.774	0.756
MODAL	Mode	5	0.531926	0.0009662	8.056E-06	4.516E-08	0.775	0.756
MODAL	Mode	6	0.527724	0.0003676	9.387E-06	5.217E-08	0.776	0.756
MODAL	Mode	7	0.523119	7.695E-07	3.776E-06	2.433E-07	0.776	0.756
MODAL	Mode	8	0.472978	0.00006032	0.107	0.00000377	0.776	0.863
MODAL	Mode	9	0.467871	0.089	0.00006155	3.49E-09	0.865	0.863
MODAL	Mode	10	0.414687	0.00000794	0.0002241	0.000001578	0.865	0.863
MODAL	Mode	11	0.393326	0.000004649	0.00008595	4.528E-08	0.865	0.864
MODAL	Mode	12	0.246915	0.045	0.0002333	6.936E-09	0.91	0.864
MODAL	Mode	13	0.245817	0.0002339	0.045	0.000003531	0.91	0.909
MODAL	Mode	14	0.188661	4.497E-07	4.119E-06	0.000004891	0.91	0.909
MODAL	Mode	15	0.139774	0.0005159	0.0005222	0.028	0.91	0.909
MODAL	Mode	16	0.125962	0.049	0.002212	0.0004368	0.959	0.911
MODAL	Mode	17	0.125259	0.001927	0.05	0.0006547	0.961	0.961
MODAL	Mode	18	0.078118	0.0001218	0.00006333	0.408	0.961	0.961

Dari **Tabel 5.14** didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan 90%. Dengan demikian ketentuan menurut *SNi 03-1726-2002 Ps. 7.9.1* dapat dipenuhi.

"Halaman ini sengaja dikosongkan"

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Umum

Perencanaan struktur primer meliputi perencanaan balok induk melintang dan memanjang menggunakan profil WF serta perencanaan kolom menggunakan profil King Cross komposit beton. Pada perencanaan balok induk dan kolom, menggunakan balok induk dan kolom yang paling kritis, sehingga profil yang digunakan seragam untuk semua balok induk.

6.2 Perencanaan Balok Induk

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 450 x 200 x 8 x 12 dengan data-data sebagai berikut:

w	= 66,2 kg/m	ix	= 18,5 cm
d	= 446 mm	iy	= 4,33 cm
bf	= 199 mm	Sx	= 1290 cm ³
tw	= 8 mm	Sy	= 159 cm ³
tf	= 12 mm	Zx	= 1393 cm ³
r	= 18 mm	Zy	= 244 cm ³
A	= 84,3 cm ²	h	= d – 2(tf+r)
Ix	= 28700 cm ⁴		= 446 – 2(12+18)
Iy	= 1580 cm ⁴		= 386 mm

Bahan :

BJ 37 : $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$

6.2.1 Perencanaan Balok Induk Melintang

Kondisi sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, berdasarkan hasil SAP2000 v14.2 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum sebagai berikut:

- $M_{max} = 13068,51 \text{ kg.m}$
- $V_{max} = 10513,1 \text{ kg}$
- $L = 600 \text{ cm}$

(Label 162 story 15)

a. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 48,25 \Rightarrow \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{fy}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\frac{1100}{\sqrt{fy}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 224,5$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times fy \times A_w \Rightarrow A_w = d \times tw = 44,6 \times 0,8 = 35,68 \text{ cm}^2 \\ &= 0,6 \times 2400 \times 35,68 \\ &= 51379,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat: } \Phi V_n \geq V_u \quad (\Phi = 0,9)$$

$$0,9 \times 51379,2 \geq 10513,1$$

$$46241,28 \geq 10513,1 \text{.....Ok!!}$$

b. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Sayap:

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{199}{2 \times 12} = 8,29$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2.tf} \leq \lambda_p$$

Badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 48,25$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,4$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} \leq \lambda_p$$

Penampang Kompak !

- Tekuk Lateral (*lateral buckling*)

Jarak penahan lateral = 300 cm

Dari tabel profil untuk WF 450x200x8x12 dengan BJ 37, diperoleh:

$$L_p = 219,994 \text{ cm}$$

$$L_B = 600$$

$$L_r = 629,788 \text{ cm}$$

Dengan demikian: $L_p < L_B < L_r$ **Bentang Menengah!**

$$M_R = S_x \cdot (f_y - f_r) = 1290 \cdot 1700$$

$$= 2193000 \text{ kgcm} = 21930 \text{ kgm}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 1393 \times 2400 = 3343200 \text{ kgcm}$$

$$= 33432 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$M_{\max} = 13068,51 \text{ kg.m}$$

$$M_A = 537,38 \text{ kgm}$$

$$M_B = 6262 \text{ kgm}$$

$$M_C = 2254,8 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{163356,4}{32671,3 + 1612,1 + 25048 + 6764,3}$$

$$= 2,47$$

$$M_n = C_b \left[M_R + (M_P - M_R) \frac{L_R - L_B}{L_R - L_P} \right]$$

$$= 2,57 \left[21930 + (33432 - 21930) \frac{629,788 - 600}{629,788 - 219,994} \right]$$

$$= 56231,7$$

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

$$13068,51 \text{ kgm} \leq 0,9 \cdot 56231,7 \text{ kgm}$$

$$13068,51 \text{ kgm} \leq 50608,54 \text{ kgm} \dots\dots(\text{OK})$$

Kekuatan nominal penampang lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

c. Kontrol lendutan:

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan SAP2000 V14.2 diperoleh lendutan sebesar: $y_{\max} = 0,398 \text{ cm}$

Syarat: $y_{\max} < f'$
 $0,398 < 2,5 \quad \text{.....Ok!!}$

Kondisi Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, berdasarkan hasil SAP2000 v14.2 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum sebagai berikut:

- Mmax positif = -14154.23 kg.m
- Mmax positif = 8168,62 kg.m
- Vmax = 11390.13 kg
 (Label 162 story 15)

Zona Momen Positif

a. Kontrol kuat geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 64,3$$

$$1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

dimana $k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan, sehingga:

$$1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2000000}{2400}} = 71$$

$$\frac{h}{tw} < 1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \Rightarrow A_w = d \times tw = 44,6 \times 0,8 = 35,68 \text{ cm}^2 \\ &= 0,6 \times 2400 \times 35,68 \\ &= 51379,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat: $\Phi V_n \geq V_u$ ($\Phi = 0,9$)

$$0,9 \times 51379,2 \geq 11390,13$$

$$46241,28 \geq 11390,13 \text{.....Ok!!}$$

b. Lebar Efektif (balok interior)

$$- b_{\text{eff}} \leq L/4 = 150 \text{ cm}$$

$$- b_{\text{eff}} \leq b_o = 600 \text{ cm}$$

dipakai $b_{\text{eff}} = 150 \text{ cm}$

c. Kontrol kuat momen lentur:

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Sayap:

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{199}{2 \times 12} = 8,29$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2.tf} \leq \lambda_p$$

Badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 64,3$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 64,3$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,44$$

Penampang Kompak !

Karena profil penampang kompak, maka kekuatan lentur positif dapat dihitung menggunakan distribusi tegangan plastis.

- Menghitung momen nominal (M_n)

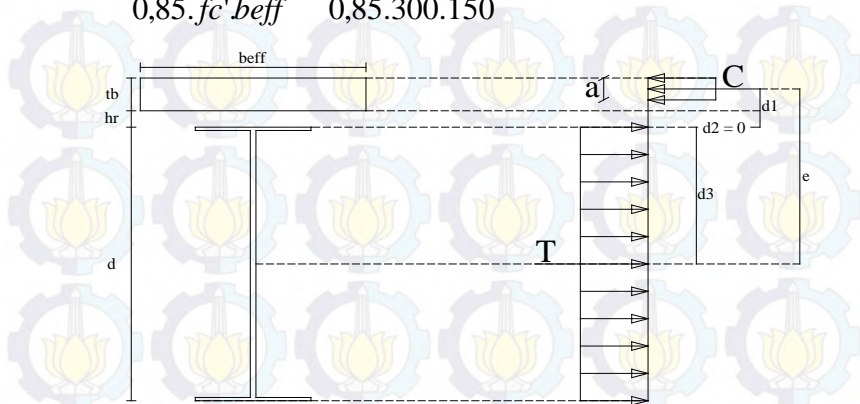
Menentukan gaya yang terjadi:

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f_c' \times t_b \times b_{\text{eff}} \\ &= 0,85 \times 300 \text{ kg/cm}^2 \times (10 - 5,3) \text{ cm} \times 150 \text{ cm} \\ &= 179775 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 84,3 \text{ cm}^2 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 202320 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $C > T$, maka garis netral terletak di profil beton.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{eff}} = \frac{202320}{0,85 \cdot 300 \cdot 150} = 5,2 \text{ cm}$$



Gambar 6.1 Penampang Komposit Balok Induk Memanjang

- Menentukan jarak – jarak dari centroid gaya – gaya yang bekerja

$$d1 = hr + tb - a/2 = 5,3 + 4,7 - (5,2/2) = 7,4 \text{ cm}$$

$$d2 = 0 \text{ (Profil baja tidak mengalami tekan)}$$

$$d3 = d/2 = 44,6/2 = 22,3 \text{ cm}$$

$$e = d1 + d2 + d3 = 7,4 + 0 + 22,3 = 29,7 \text{ cm}$$

- Menghitung momen positif

$$Mn = T \times e$$

$$= (202320)(29,7)$$

$$= 6008904 \text{ kg.cm}$$

$$= 60089,1 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat: } \Phi Mn \geq Mu \quad (\Phi = 0,85)$$

$$0,85 \times 60089,1 \geq 8168,62$$

$$51075,7 \geq 8168,62$$

.....Ok!!

Momen nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

d. Kontrol Lendutan

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = -2,5 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan dengan SAP2000 v14.2 diperoleh lendutannya sebesar: $y_{maks} = 0,326 \text{ cm}$

Syarat: $y_{\max} < f'$
 $0,326 < 2,5 \quad \text{.....Ok!!}$

e. Perencanaan Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan:

$$d_s = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 370 \text{ Mpa} = 37 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_c = 0,041 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041(2400)^{1,5} \sqrt{30}$$

$$= 26403,5 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c' \times E_c} = 0,5 \times 283,4 \times \sqrt{30 \times 26403,5}$$

$$= 126106,7 \text{ N}$$

$$= 12610,67 \text{ kg/stud}$$

Syarat: $Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$

$$12610,67 < (283,4)(37)$$

$$12610,67 > 10485,8 \quad \text{...pakai } Q_n = 10485,8 \text{ kg}$$

Cek koefisien reduksi (r_s) karena pengaruh pelat bondeks yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$H_s = (h_r + 40) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$W_r = 180 \text{ mm}$$

$$N_r = 2 \text{ (dipasang 2 stud pada setiap gelombang)}$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{W_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = \frac{0,85}{\sqrt{2}} \left(\frac{180}{53} \right) \left(\frac{93}{53} - 1 \right) \leq 1$$

$$r_s = 1,54 \geq 1 \dots\dots\dots \text{dipakai } r_s = 1$$

Jumlah stud untuk setengah bentang dimana *shear connector* dipasang 2 buah dalam satu baris:

$$N = \frac{T}{2Q_n r_s} = \frac{202320}{(2)(10485,8)(1)} = 9,64 \approx 10 \text{ pasang}$$

Jarak seragam (S) dengan stud pada masing – masing lokasi:

$$S = \frac{L}{N} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum (S}_{\max}) &= 8 \times t_{\text{plat beton}} \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 8 \times 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum (S}_{\min}) &= 6 \times d_s \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 6 \times 1,9 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang shear connector setiap jarak 60 cm.

Zona Momen Negatif

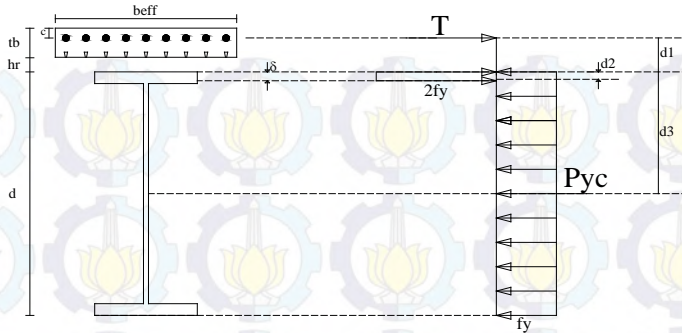
Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah 10Ø19 disepanjang b_{eff} . Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal pada pelat beton.

Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal pada pelat beton:

$$\begin{aligned} T &= n \times A_r \times f_y r \\ &= 10 \times (0,25 \times \pi \times 1,9^2) \times 2900 \\ &= 82223,33 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang baja:

$$\begin{aligned} P_{yc} &= A_s \times f_y \\ &= 84,3 \times 2400 \\ &= 202320 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 6.2 Distribusi Tegangan Negatif Balok Induk Memanjang

Karena $P_{yc} > T$, maka garis netral terletak pada profil baja, berlaku persamaan:

$$(P_{yc} - T)/2 = (202320 - 82223,33)/2 = 60048,35 \text{ kg}$$

Gaya pada sayap:

$$T_f = b_f \times t_f \times f_y = 19,9 \times 1,2 \times 2400 = 57312 \text{ kg}$$

$T_f > (P_{yc} - T)/2$, sehingga garis netral jatuh pada flens profil.

Luas flens tertekan:

$$A' = \frac{(P_{yc} - T)/2}{f_y} = \frac{60048,35}{2400} = 25 \text{ cm}^2$$

$$A' = b \cdot \delta \Rightarrow \delta = \frac{A'}{b} = \frac{25}{19,9} = 1,26 \text{ cm}$$

Menentukan jarak – jarak dari centroid gaya – gaya yang bekerja:

$$d1 = h_r + t_b - c = 5,3 + 4,7 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$d2 = \delta/2 = 1,26/2 = 0,63 \text{ cm}$$

$$d3 = d/2 = 44,6/2 = 22,3 \text{ cm}$$

Perhitungan momen negatif :

$$\begin{aligned}
 M_n &= T.(d_1 + d_2) + P_{yc}.(d_3 - d_2) \\
 &= 82223,33(8 + 0,63) + 202320(22,3 - 0,63) \\
 &= 5093858,9 \text{ kg.m} \\
 &= 50938,6 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat: } \Phi M_n \geq M_u \quad (\Phi = 0,85)$$

$$0,85 \times 50938,6 \geq 14154,23$$

$$43297,8 \geq 14154,23 \text{.....Ok!!}$$

6.2.2 Perencanaan Balok Induk Memanjang

Kondisi sebelum komposit

Pada kondisi sebelum komposit, berdasarkan hasil SAP2000 v10.0.1 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum sebagai berikut:

- M_{\max} = 12849,85 11860,4kg.m (Label 2159 story 14)
- V_{\max} = 9223,4 8577,76 kg
- L = 600 cm

a. Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 48,25 \Rightarrow \frac{h}{tw} < \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{240}} = 224,5$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \Rightarrow A_w = d \times tw = 44,6 \times 0,8 = 35,68 \text{ cm}^2 \\
 &= 0,6 \times 2400 \times 35,68 \\
 &= 51379,2 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat: } \Phi V_n \geq V_u \quad (\Phi = 0,9)$$

$$0,9 \times 51379,2 \geq 8577,7$$

$$46241,28 \geq 8577,7 \text{.....Ok!!}$$

b. Kontrol Kuat Momen Lentur

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Sayap:

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{199}{2 \times 12} = 8,29$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2.tf} \leq \lambda_p$$

Badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 48,25$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,4$$

$$\Rightarrow \frac{h}{tw} \leq \lambda_p$$

Penampang Kompak !

- Tekuk Lateral (*lateral buckling*)

Jarak penahan lateral = 300 cm

Dari tabel profil untuk WF 450x200x8x12 dengan BJ 37, diperoleh:

$$L_p = 219,994 \text{ cm}$$

$$L_B = 300$$

$$L_r = 629,788 \text{ cm}$$

Dengan demikian: $L_p < L_B < L_r$ **Bentang Menengah!**

$$M_R = S_x \cdot (f_y - f_r) = 1290 \cdot 1700$$

$$= 2193000 \text{ kgcm} = 21930 \text{ kgm}$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 1393 \times 2400$$

$$= 3343200 \text{ kgcm}$$

$$= 33432 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$M_{\max} = 13068,51 \text{ kg.m}$$

$$M_A = 537,38 \text{ kgm}$$

$$M_B = 6262 \text{ kgm}$$

$$M_C = 2254,8 \text{ kgm}$$

$$C_b = \frac{163356,4}{32671,3 + 1612,1 + 25048 + 6764,3}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,47 \\
 M_n &= C_b \left[MR + (MP - MR) \frac{LR - LB}{LR - LP} \right] \\
 &= 2,57 \left[21930 + (33432 - 21930) \frac{629,788 - 300}{629,788 - 219,994} \right] \\
 &= 31186,4
 \end{aligned}$$

$$Mu \leq \phi.Mn$$

$$11860,4 \text{ kgm} \leq 0,9.31186,4 \text{ kgm}$$

$$11860,4 \text{ kgm} \leq 28677,6 \text{ kgm} \text{(OK)}$$

Kekuatan nominal penampang lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

c. Kontrol lendutan:

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = 2,5 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan SAP2000 V14.2 diperoleh lendutan sebesar: $y_{\max} = 0,308 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 \text{Syarat: } y_{\max} &< f' \\
 0,308 &< 2,5 \quad \text{.....Ok!!}
 \end{aligned}$$

Kondisi Setelah Komposit

Pada kondisi setelah komposit, berdasarkan hasil SAP2000 v14.2. diperoleh gaya-gaya dalam maksimum sebagai berikut:

- $M_{\max -}$ = 12849,85 kg.m (Label 2159 story 14)
- $M_{\max +}$ = 8450,55 kg.m
- V_{\max} = 9223,4 kg

Zona Momen Positif

a. Kontrol kuat geser

Kuat geser balok tergantung pada perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (tw).

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 64,3$$

$$1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}}$$

dimana $k_n = 5$ untuk balok tanpa pengaku vertikal pelat badan, sehingga:

$$1.1 \sqrt{\frac{5 \times 2000000}{2400}} = 71$$

$$\frac{h}{tw} < 1.1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \Rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \Rightarrow A_w = d \times tw = 44,6 \times 0,8 = 35,68 \text{ cm}^2 \\ &= 0,6 \times 2400 \times 35,68 \\ &= 51379,2 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat: } \Phi V_n \geq V_u \quad (\Phi = 0,9)$$

$$0,9 \times 51379,2 \geq 9223,4$$

$$46241,28 \geq 9223,4 \dots \text{Ok!!}$$

b. Lebar Efektif (balok interior)

$$- b_{\text{eff}} \leq L/4 = 150 \text{ cm}$$

$$- b_{\text{eff}} \leq b_o = 600 \text{ cm}$$

dipakai $b_{\text{eff}} = 150 \text{ cm}$

c. Kontrol kuat momen lentur:

- Tekuk Lokal (*local buckling*)

Sayap:

$$\frac{bf}{2.tf} = \frac{199}{2 \times 12} = 8,29$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{240}} = 10,97$$

$$\Rightarrow \frac{bf}{2.tf} \leq \lambda_p$$

Badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 64,3$$

$$\frac{h}{tw} = \frac{386}{8} = 64,3$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{240}} = 108,44$$

Penampang Kompak !

Karena profil penampang kompak, maka kekuatan lentur positif dapat dihitung menggunakan distribusi tegangan plastis.

- Menghitung momen nominal (M_n)

Mencari tebal pelat rata-rata (tb_{rata2}) akibat bondeks yang dipasang sejajar balok.

$$A_{\text{lubang bondeks}} = 7,5 \times [0,5(1,2+3,2)(5,3)] = 87,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{pelat penuh}} = 10 \times 150 = 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{beton}} = 1500 - 87,5 = 1412,5 \text{ cm}^2$$

$$tb_{rata2} = A_{\text{beton}} / b_{\text{eff}} = 1412,5 / 150 = 9,42 \text{ cm}$$

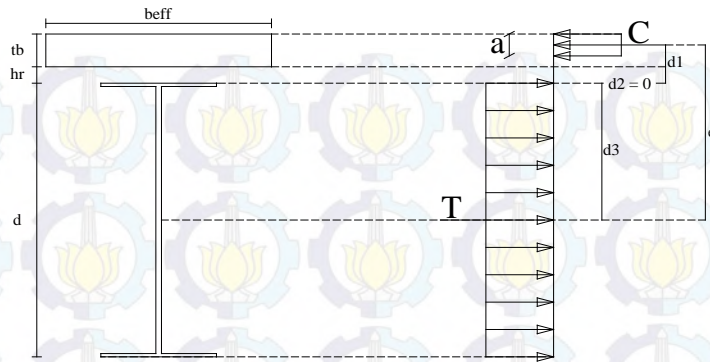
Menentukan gaya yang terjadi:

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f_c' \times tb \times b_{\text{eff}} \\ &= 0,85 \times 300 \text{ kg/cm}^2 \times 9,42 \text{ cm} \times 150 \text{ cm} \\ &= 360315 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y = 84,3 \text{ cm}^2 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 202320 \text{ kg} \end{aligned}$$

Karena $C > T$, maka garis netral terletak di profil beton.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_{\text{eff}}} = \frac{202320}{0,85 \cdot 300 \cdot 150} = 5,2 \text{ cm}$$



Gambar 6.3 Penampang Komposit Balok Induk Memanjang

- Menentukan jarak – jarak dari centroid gaya – gaya yang bekerja

$$d1 = hr + tb - a/2 = 5,3 + 4,7 - (5,2/2) = 7,4 \text{ cm}$$

$$d2 = 0 \text{ (Profil baja tidak mengalami tekan)}$$

$$d3 = d/2 = 44,6/2 = 22,3 \text{ cm}$$

$$e = d1 + d2 + d3 = 7,4 + 0 + 22,3 = 29,7 \text{ cm}$$

- Menghitung momen positif

$$Mn = T \times e$$

$$= (202320)(29,7)$$

$$= 6008904 \text{ kg.cm}$$

$$= 60089,1 \text{ kg.m}$$

$$\text{Syarat: } \Phi Mn \geq Mu \quad (\Phi = 0,85)$$

$$0,85 \times 60089,1 \geq 8450,55$$

$$51075,7 \geq 8450,55 \text{Ok!!}$$

Momen nominal penampang komposit lebih besar daripada momen akibat beban berfaktor, sehingga penampang mampu menahan beban yang terjadi.

d. Kontrol Lendutan

Lendutan ijin:

$$f' = \frac{L}{240} = \frac{600}{240} = -2,5 \text{ cm}$$

Dari hasil perhitungan dengan SAP2000 v14.2 diperoleh lendutannya sebesar: $y_{maks} = 0,323 \text{ cm}$

Syarat: $y_{\max} < f'$
 $0,323 < 2,5 \quad \text{.....Ok!!}$

e. Perencanaan Penghubung Geser

Untuk penghubung geser yang dipakai adalah tipe stud dengan:

$$d_s = 19 \text{ mm}$$

$$A_{sc} = 283,4 \text{ mm}^2$$

$$f_u = 370 \text{ Mpa} = 37 \text{ kg/mm}^2$$

$$E_c = 0,041 \times W_c^{1.5} \sqrt{f_c'} = 0,041(2400)^{1.5} \sqrt{30}$$

$$= 26403,5 \text{ Mpa}$$

$$Q_n = 0,5 \times A_{sc} \times \sqrt{f_c' \times E_c} = 0,5 \times 283,4 \times \sqrt{30 \times 26403,5}$$

$$= 126106,7 \text{ N}$$

$$= 12610,67 \text{ kg/stud}$$

Syarat: $Q_n \leq A_{sc} \cdot f_u$

$$12610,67 < (283,4)(37)$$

$$12610,67 > 10485,8 \quad \text{...pakai } Q_n = 10485,8 \text{ kg}$$

Cek koefisien reduksi (r_s) karena pengaruh pelat bondeks yang dipasang tegak lurus terhadap balok.

$$h_r = 53 \text{ mm}$$

$$h_s = (h_r + 40) \text{ mm} = 93 \text{ mm}$$

$$W_r = 180 \text{ mm}$$

$$N_r = 2 \text{ (dipasang 2 stud pada setiap gelombang)}$$

$$rs = \frac{0,85}{\sqrt{Nr}} \left(\frac{Wr}{hr} \right) \left(\frac{Hs}{hr} - 1 \right) \leq 1$$

$$rs = \frac{0,85}{\sqrt{2}} \left(\frac{180}{53} \right) \left(\frac{93}{53} - 1 \right) \leq 1$$

$$rs = 1,54 \geq 1 \dots\dots\dots \text{dipakai } rs = 1$$

Jumlah stud untuk setengah bentang dimana *shear connector* dipasang 2 buah dalam satu baris:

$$N = \frac{T}{2Q_n r s} = \frac{202320}{(2)(10485,8)(1)} = 9,64 \approx 10 \text{ pasang}$$

Jarak seragam (S) dengan stud pada masing – masing lokasi:

$$S = \frac{L}{N} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak maksimum (S}_{\max}) &= 8 \times t_{\text{plat beton}} \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 8 \times 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak minimum (S}_{\min}) &= 6 \times d_s \dots\dots \text{LRFD-15.6} \\ &= 6 \times 1,9 \text{ cm} = 11,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Jadi, dipasang *shear connector* setiap jarak 60 cm.

Zona Momen Negatif

Dipasang tulangan pada pelat beton berjumlah 10Ø19 disepanjang b_{eff} . Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal pada pelat beton.

Batang tulangan menambah kekuatan tarik nominal pada pelat beton:

$$\begin{aligned} T &= n \times A_r \times f_{yr} \\ &= 10 \times (0,25 \times \pi \times 1,9^2) \times 2900 \\ &= 82223,33 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya tekan nominal maksimum dalam penampang baja:

Perhitungan momen negatif :

$$\begin{aligned}
 M_n &= T.(d_1 + d_2) + P_{yc}.(d_3 - d_2) \\
 &= 82223,33(8 + 0,63) + 202320(22,3 - 0,63) \\
 &= 5093858,9 \text{ kg.cm} \\
 &= 50938,6 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Syarat: } \Phi M_n \geq M_u \quad (\Phi = 0,85)$$

$$0,85 \times 50938,6 \geq 12849,85$$

$$43297,8 \geq 12849,85 \text{.....Ok!!}$$

6.3 Perencanaan Kolom Komposit

Dari hasil output *SAP2000 v14.2* diperoleh gaya-gaya dalam maksimum yang bekerja pada kolom adalah :

$$P_u = 701312,5 \text{ Kg}$$

$$M_{u_x} = 42530,1 \text{ Kgm}$$

$$M_{u_y} = 12425,33 \text{ Kgm}$$

Kolom komposit direncanakan menggunakan profil

K600x200x12x17 dengan data-data sebagai berikut :

$$H = 600 \text{ mm} \quad I_x = 79880 \text{ cm}^4$$

$$B = 200 \text{ mm} \quad I_y = 83229 \text{ cm}^4$$

$$t_w = 12 \text{ mm} \quad i_x = 17,24 \text{ cm}$$

$$t_f = 27 \text{ mm} \quad i_y = 17,24 \text{ cm}$$

$$r = 23 \text{ mm} \quad Z_x = 2662,7 \text{ cm}^3$$

$$A_s = 268,8 \text{ cm}^2 \quad Z_y = 2724,4 \text{ cm}^3$$

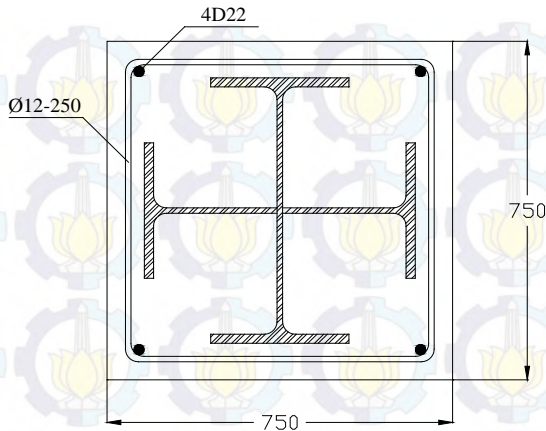
$$W = 212 \text{ kg/m}$$

Bahan :

$$\text{BJ 37 : } f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$$

Beton : $f_c' = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$



Gambar 6.5 Penampang Kolom Komposit

Selubung beton : 800×800

$A_c = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$

Berat jenis beton : $w = 2400 \text{ kg/m}^3$

Tulangan sengkang terpasang : $\text{Ø}12 - 250$

Tulangan utama : 4 D 22

$A_r = 4 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2\right) = 1520,53 \text{ mm}^2$

Spasi = $750 - 2 \times 40 - 2 \times 12 - 22 = 624 \text{ mm}$

Cek luas penampang minimum profil baja :

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{228,4}{5625} = 0,0406 = 4,06\% > 4\% \quad \text{.....Ok!!}$$

Cek Jarak sengkang:

$$= 250 \text{ mm} < \frac{2}{3} \times 750 = 500 \text{ mm} \quad \text{.....Ok!!}$$

Cek luas tulangan longitudinal :

$$A_{st} = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 = 380,13 \text{ mm}^2 > 0,18 \times 624 = 112,32 \text{ mm}^2$$

Cek mutu beton yang digunakan : ($f_c' = 30 \text{ MPa}$)

$$21 \text{ Mpa} \leq f_c' \leq 55 \text{ Mpa}$$

.....Ok!!

Cek mutu baja tulangan : ($f_{yr} = 240 \text{ MPa}$)

$$f_{yr} < 380 \text{ Mpa}$$

.....Ok!!

Modifikasi tegangan leleh untuk kolom komposit

Luas total tulangan utama :

$$A_{ut} = A_r = 1520,53 \text{ mm}^2$$

Luas bersih penampang beton :

$$\begin{aligned} A_{cn} &= A_c - A_s - A_{ut} \\ &= 562400 - 22840 - 1520,53 \\ &= 538139,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk profil baja berselubung beton :

$$c_1 = 0,7$$

$$c_2 = 0,6$$

$$c_3 = 0,2$$

$$f_{my} = f_y + c_1 \cdot f_{yr} \frac{A_{ut}}{A_s} + c_2 \cdot f_c' \frac{A_{cn}}{A_s}$$

$$\begin{aligned} f_{my} &= 240 + 0,7 \times 250 \times \frac{1520,53}{22840} + 0,6 \times 30 \times \frac{538139,47}{22840} \\ &= 675,75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$E_c = 0,041 \times W_c^{1,5} \sqrt{f_c'} = 0,041(2400)^{1,5} \sqrt{30}$$

$$= 26403,5 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

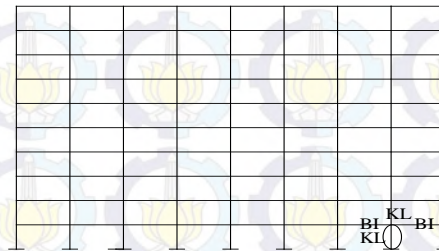
$$E_m = E + c_3 \times E_c \times (A_{cn}/A_s)$$

$$= (2 \times 10^5) + 0,2(26403,5)(538139,47/22840)$$

$$= 324420 \text{ Mpa}$$

Jari – jari girasi modifikasi (r_m) :

$$r_m = 0,3 \times b = 0,3 \times 800 = 240 \text{ mm} > i_y \text{ (dipakai } r_m)$$



Potongan Memanjang



Potongan Melintang

Gambar 6.6 Portal Bangunan

Panjang efektif K_x dalam rangka bidang ditentukan dengan menggunakan faktor-faktor kekangan (G).

Kolom: K 600x200x11x17

$$I_x = 79880 \text{ cm}^4 \quad i_x = 17,24 \text{ cm}$$

$$I_y = 83229 \text{ cm}^4 \quad i_y = 17,24 \text{ cm}$$

$$A_s = 268,8 \text{ cm}^2$$

Balok Induk: WF 450x200x8x12

$$I_x = 28700 \text{ cm}^4$$

Tekuk terhadap sumbu x: $I_c = I_x$ kolom

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I_x}{L} \right)_{kolom}}{\sum \left(\frac{I_x}{L} \right)_{balok}} = \frac{2 \left(\frac{79880}{350} \right)}{2 \left(\frac{28700}{600} \right)} = 4,77$$

$G_B = 1$ (Ujung dianggap jepit)

Jenis rangka bergoyang sehingga dari nomogram didapatkan nilai :

$$K_{cx} = 1,68$$

$$L_{kx} = K_{cx} \cdot L = 1,68 \times 350 = 588 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{r_m} = \frac{588}{24} = 24,5 \text{ (menentukan)}$$

Tekuk terhadap sumbu y : $I_c = I_y$ kolom

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I_y}{L} \right)_{kolom}}{\sum \left(\frac{I_x}{L} \right)_{balok}} = \frac{2 \left(\frac{83229}{350} \right)}{\left(\frac{28700}{300} \right) + \left(\frac{28700}{600} \right)} = 3,3$$

$$G_B = 1$$

Jenis rangka bergoyang sehingga dari nomogram didapatkan nilai :

$$K_{cy} = 1,58$$

$$L_{ky} = K_{cy} \cdot L = 1,58 \times 350 = 553 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{r_m} = \frac{553}{24} = 23$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{my}}{E_m}} = \frac{24,5}{\pi} \sqrt{\frac{675,75}{324420}} = 0,36$$

$$(0,25 < \lambda_c < 1,2)$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67(0,36)} = 0,84$$

$$f_{cr} = \frac{f_{my}}{\omega} = \frac{675,75}{0,84} = 804,46 \text{ Mpa} = 8044,6 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat nominal kolom komposit :

$$P_n = A_s \cdot f_{cr} = 268,8 \cdot 8044,6 \text{ kg/cm}^2 = 2162400 \text{ kg}$$

Kuat rencana kolom komposit :

$$\Phi \cdot P_n = 0,85 \cdot 2162400 = 1838040 \text{ kg}$$

Syarat :

$$\Phi \cdot P_n > P_u$$

$$1838040 \text{ Kg} > 430109,26 \text{ Kg} \quad \text{.....OK}$$

Semua beban desain kolom ditopang oleh kolom komposit (terdiri dari profil baja dan beton).

Persyaratan luas minimum penampang beton yang menahan beban desain kolom adalah :

Kemampuan profil baja menahan beban :

$$\Phi \cdot P_{ns} = 0,85 \cdot A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot 268,8 \cdot 2400 = 548352 \text{ kg}$$

Kemampuan penampang beton menahan beban :

$$\begin{aligned} \Phi \cdot P_{nc} &= \Phi P_n - \Phi P_{ns} = 1838040 - 548352 \\ &= 1289688 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat yang harus dipenuhi untuk luas penampang beton :

$$\Phi \cdot P_{nc} \leq 1,7 \cdot \Phi \cdot f_c' \cdot A_b$$

$$A_b \geq \frac{\Phi \cdot P_{nc}}{1,7 \cdot \Phi \cdot f_c'} = \frac{1289688}{1,7 \cdot 0,85 \cdot 300} = 2975,1 \text{ cm}^2$$

Luas penampang beton yang ada (Acn)

$$= 639731,2 \text{ cm}^2 > 2975,1 \text{ cm}^2 \quad \text{.....OK}$$

Kuat nominal momen kolom menurut Smith:

$$M_{nc} = f_y Z + \frac{1}{3}(h_2 - 2Cr)Ar \cdot f_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{Aw \cdot f_y}{1,7 f_c' h_1} \right) Aw \cdot f_y$$

Dimana :

$$Cr = 40 + 12 + (0,5 \times 22) = 63 \text{ mm} = 6,3 \text{ cm}$$

$$Ar = 4 \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \right) = 1520,53 \text{ mm}^2 = 15,2 \text{ cm}^2$$

$$Aw = (600 - 2 \times 17) \times 10 \times 2 = 9360 \text{ mm}^2 = 93,6 \text{ cm}^2$$

$$h_1 = h_2 = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

$$Z_x = 2428,06 \text{ cm}^2$$

$$Z_y = 2483,21 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 240 \text{ MPa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{yr} = 270 \text{ MPa} = 2700 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

Sehingga:

$$M_{nx} = f_y Z_x + \frac{1}{3}(h_2 - 2Cr)Ar \cdot f_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{Aw \cdot f_y}{1,7 f_c' h_1} \right) Aw \cdot f_y$$

$$M_{nx} = 6070150 + 916864 + 7343470,6$$

$$M_{nx} = 14330484,6 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ny} = f_y Z_y + \frac{1}{3}(h_2 - 2Cr)Ar \cdot f_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{Aw \cdot f_y}{1,7 f_c' h_1} \right) Aw \cdot f_y$$

$$M_{ny} = 6208025 + 916864 + 7343470,6$$

$$M_{ny} = 14468359,6 \text{ kg.cm}$$

Kontrol interaksi :

$$\frac{Pu}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{701312,5}{1289688} = 0,54 > 0,2$$

Untuk $\frac{P_u}{\phi.P_n} > 0,2$Digunakan rumus 1 pada SNI 03-1729

ps.12.5

$$\frac{P_u}{\phi.P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi.M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi.M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$0,54 + \frac{8}{9} \left(\frac{42530,1}{0,9.14330484,6} + \frac{13959,7}{0,9.14468359,6} \right) \leq 1,0$$

$$= 0,56 < 1 \quad \dots\dots\dots\text{OK}$$

Jadi kolom komposit profil K 600x200x11x17 dengan selimut beton 80 cm x 80 cm dapat digunakan.

BAB VII

PERENCANAAN SAMBUNGAN

7.1 Sambungan Balok Anak dengan Balok Induk

Sambungan ini direncanakan sebagai *simple conection* karena balok anak diasumsikan terletak pada tumpuan sederhana. Sambungan menggunakan baut dan pelat siku sebagai penyambungannya, dengan data-data sebagai berikut :

Balok anak : WF 350 x 175 x 6 x 9

Balok induk : WF 450 x 200 x 8 x 12

$V_u = 16790 \text{ kg}$

Baut tipe tumpu (ulir pada bidang geser) :

$\varnothing 16 \text{ mm}$; $A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 1,6^2 = 2,01 \text{ cm}^2$

BJ 55 ; $f_u = 5500 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 4100 \text{ kg/cm}^2$

Pelat penyambung : (double siku)

L70x70x7

BJ 50 ; $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$; $f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$

a. Sambungan pada badan balok anak

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\varnothing V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5500 \times 2,01 \times 2 \\ &= 6633 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\varnothing V_n &= \varnothing \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 0,6 \times 3700 \\ &= 6393,6 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperluka :

$$n = V_u / \varnothing V_n = 18870,7 / 6393,6 = 2,9 \approx 4 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}n\varnothing V_n &\geq V_u \\ 4 \times 6393,6 &\geq 16790 \\ 25574,4 &> 16790 \text{Ok}\end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
 = 24 mm s/d 128 mm
 Pakai S1 = 30 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
 = 20 mm s/d 84 mm
 Pakai S2 = 30 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 48 mm s/d 105 mm
 Pakai S = 60 mm

b. Sambungan pada badan balok induk

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,4 \times 5500 \times 2,01 \times 1 \\ &= 3316,5 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 2,4 \times db \times tp \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 1,6 \times 0,8 \times 3700 \\ &= 8524,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \phi V_n = 16790 / 8524,8 = 5,7 \approx 6 \text{ buah}$$

dipasang 3 buah pada masing – masing pelat siku penyambung.

$$\begin{aligned}n\phi V_n &\geq V_u \\ 6 \times 3316,5 &\geq 16790 \\ 19900 &> 16790 \quad \text{.....Ok}\end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
 = 24 mm s/d 128 mm
 Pakai S1 = 35 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 20 mm s/d 84 mm

Pakai S2 = 30 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 48 mm s/d 105 mm

Pakai S = 60 mm

c. Kontrol kekuatan pelat siku

Diameter kelemahan (dengan bor) :

$d1 = 16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$

$L = 2 \times S1 + S = 2 \times 35 + 60 = 130 \text{ mm} = 13 \text{ cm}$

Kuat geser

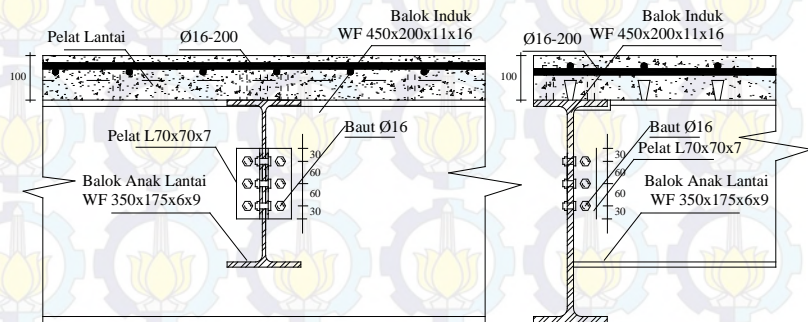
$$\begin{aligned} Anv &= Lnv \times t_L \\ &= (L - n \times d1) \times t_L \\ &= (13 - 2 \times 1,75) \times 0,7 \\ &= 6,65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat rencana (karena ada 2 siku)

$$\begin{aligned} 2\phi Vn &= 2 \times \phi \times (0,6 \times fu \times Anv) \\ &= 2 \times 0,75 \times (0,6 \times 5000 \times 6,65) \\ &= 29925 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$2\phi Vn \geq Vu$$

$$29925 > 16790 \quad \text{.....Ok}$$



Gambar 7.1 Sambungan Balok Anak Lantai dengan Balok Induk

7.2 Sambungan Balok Induk Melintang dengan Kolom

Sesuai SNI 03-1729-2002 pasal 15.9.2 dikatakan bahwa untuk sambungan balok ke kolom harus menggunakan las atau baut mutu tinggi. Bila digunakan sambungan kaku yang merupakan bagian dari sistem pemikul beban gempa harus mempunyai kuat lentur perlu M_u yang besarnya paling tidak sama dengan yang terkecil dari :

- 1,1 $R_y M_p$ balok atau gelagar, atau
- Momen terbesar yang dapat disalurkan oleh sistem rangka pada titik tersebut.

Pada sambungan kaku, gaya geser terfaktor V_u pada sambungan balok ke kolom harus ditetapkan berdasarkan kombinasi pembebanan $1,2D + 0,5L$ ditambah gaya geser yang berasal dari M_u seperti yang sudah disebutkan diatas.

$$\begin{aligned} M_u &= 1,1 \times R_y \times M_p \\ &= 1,1 \times 1,5 \times (1010 \times 2400) \\ &= 3999600 \text{ kgcm} \\ &= 39996 \text{ kgm} \end{aligned}$$

V_u akibat kombinasi $1,2D + 0,5 L$:

$$V_{u1} = 8942 \text{ kg}$$

V_u akibat M_u :

$$\begin{aligned} V_{u2} &= (2/5,7) \times 39996 \\ &= 16239 \text{ kg} \end{aligned}$$

V_u total :

$$\begin{aligned} V_u &= 8942 \text{ kg} + 16239 \text{ kg} \\ &= 25181 \text{ kg} \end{aligned}$$

Profil dari balok induk dan kolom yang akan disambung adalah sebagai berikut :

Balok induk = WF 450x200x8x12

Kolom = K 600x200x11x17

Akibat beban geser P_u

a. Alat penyambung

Baut tipe A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$f_u = 150 \text{ ksi} = 150/1 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 10545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing 22 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 2,2^2 = 3,80 \text{ cm}^2$$

Pelat penyambung : (2 siku)

L 100x100x10

$$\text{BJ 50} ; f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

b. Sambungan pada badan balok induk

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 3,8 \times 2 \\ &= 30053,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2 \times 0,8 \times 3700 \\ &= 13721 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \varnothing V_n = 25181 / 13721 = 1,63 \approx 2 \text{ buah}$$

$$n \varnothing V_n \geq V_u$$

$$2 \times 13721 \geq 25181$$

$$27442 > 25181 \dots \text{Ok}$$

Kontrol jarak baut :

$$\text{Jarak tepi : } (S1) = 1,5 d_b \text{ s/d } (4 t_p + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 33 \text{ mm s/d } 140 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai } S1 = 40 \text{ mm}$$

$$(S2) = 1,25 d_b \text{ s/d } 12 t_p \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 27,5 \text{ mm s/d } 120 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai } S2 = 40 \text{ mm}$$

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 66 mm s/d 150 mm

Pakai S = 80 mm

c. Sambungan pada sayap kolom

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 3,8 \times 1 \\ &= 15026,62 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2 \times 1,7 \times 3700 \\ &= 24908 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = V_u / \phi V_n = 25181 / 24908 = 1,1 \approx 2 \text{ buah}$$

dipasang 2 buah pada masing – masing pelat siku penyambung.

$$2\phi V_n \geq V_u$$

$$2 \times 15026,62 \geq 25181$$

$$30053,24 > 25181 \dots \text{Ok}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

= 33 mm s/d 140 mm

Pakai S1 = 40 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 27,5 mm s/d 120 mm

Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

= 66 mm s/d 150 mm

Pakai S = 80 mm

d. Kontrol kekuatan pelat siku

Diameter perlemahan (dengan bor) :

$$d1 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times S1 + S = 2 \times 40 + 80 = 160 \text{ mm} = 16 \text{ cm}$$

Kuat geser

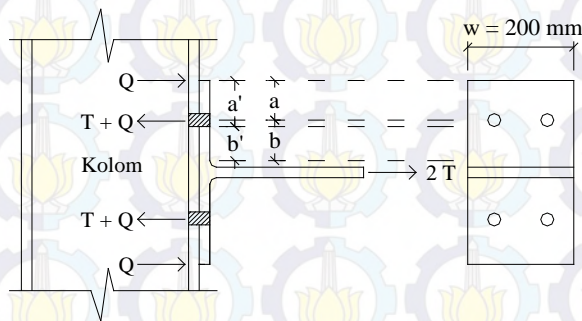
$$\begin{aligned} A_{nv} &= L_{nv} \times t_L \\ &= (L - n \times d1) \times t_L \\ &= (16 - 2 \times 2,35) \times 1 \\ &= 11,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Kuat rencana (karena ada 2 siku)

$$\begin{aligned} 2\phi V_n &= 2 \times \phi \times (0,6 \times f_u \times A_{nv}) \\ &= 2 \times 0,75 \times (0,6 \times 5000 \times 11,3) \\ &= 50850 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2\phi V_n &\geq V_u \\ 50850 &> 25768,95 \quad \text{.....Ok} \end{aligned}$$

Akibat beban Mu



Gambar 7.2 Gaya – Gaya yang Bekerja pada Profil T untuk Sambungan Balok Induk Melintang dengan Kolom Bawah

a. Alat penyambung

Baut tipe A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$f_u = 150 \text{ ksi} = 150/1 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 10545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi 30 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 3^2 = 7,068 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 33 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 3,3^2 = 8,552 \text{ cm}^2$$

Profil T 400x400x30x50 dengan data – data sebagai berikut :

$$d = 386 \text{ mm} \quad t_w = 30 \text{ mm}$$

$$b_f = 417 \text{ mm} \quad t_f = 50 \text{ mm}$$

$$r = 22 \text{ mm}$$

$$B J 55 ; f_u = 5500 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

b. Sambungan pada sayap Potongan Profil T 400x400x30x50 dengan sayap kolom

Gaya tarik akibat momen :

$$2T = \frac{M_u}{d_{balok}} = \frac{39996}{0,446} = 72720 \text{ kg}$$

$$T = 36360 \text{ kg}$$

Kekuatan tarik nominal dari baut (pakai baut $\varnothing 30 \text{ mm}$) :

$$\begin{aligned} \varnothing T_n &= \varnothing \times 0,75 \times f_u \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,75 \times 10545 \times 7,068 \\ &= 41924,28 \text{ kg} \end{aligned}$$

Bila digunakan 2 baut dalam 1 baris :

$$\begin{aligned} B &= 2 \times \varnothing T_n \\ &= 2 \times 41924,28 \\ &= 83848,56 \text{ kg} \end{aligned}$$

Syarat :

$$B > T$$

$$83848,56 > 36360 \quad \dots\dots \text{Ok}$$

Dengan menggunakan profil T 400x400x30x50 maka :

$$c = r + 0,5t_w = 22 + 0,5 \times 30 = 37 \text{ mm}$$

$$a + b = 0,5b_f - c = 0,5 \times 417 - 37 = 171,5 \text{ mm}$$

$$b = 77,5 \text{ mm (direncanakan)}$$

$$a = 171,5 - 77,5 = 94 \text{ mm}$$

Syarat menurut Kulak, Fisher dan Struik : $a \leq 1,25b$

$$a' = a + 0,5 \times \emptyset_{\text{baut}} = 94 + 0,5 \times 30 = 109 \text{ mm}$$

$$b' = b - 0,5 \times \emptyset_{\text{baut}} = 77,5 - 0,5 \times 30 = 62,5 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{\left(w - \sum \phi_{\text{lubang}}\right)}{w} = \frac{200 - 2(30 + 1,5)}{200} = 0,685$$

$$\beta = \left(\frac{B}{T} - 1\right) \left(\frac{a'}{b'}\right) = \left(\frac{83848,56}{36360} - 1\right) \left(\frac{109}{62,5}\right) = 1,52$$

Karena $\beta > 1$, maka :

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta - 1}{\beta}\right) \leq 1$$

$$\alpha = \frac{1}{0,685} \left(\frac{1,52 - 1}{1,52}\right) = 0,82 < 1$$

Pakai $\alpha = 0,82$

Maka :

$$Q = T \left(\frac{\alpha \delta}{1 + \alpha \delta}\right) \left(\frac{b'}{a'}\right) = 36360 \left(\frac{0,82 \times 0,685}{1 + 0,82 \times 0,685}\right) \left(\frac{62,5}{109}\right) \\ = 7672,1 \text{ kg}$$

Gaya pada baut :

$$\begin{aligned} T + Q &\leq B \\ 36360 + 7672,1 &\leq 83848,56 \\ 44032,1 &< 83848,56 \quad \dots\dots \text{Ok} \end{aligned}$$

Momen pada flens profil T

$$M1 = \frac{T.b'}{1 + \alpha \delta} = \frac{36360 \times 0,0625}{1 + 0,82 \times 0,685} = 1455,1 \text{ kgm}$$

$$\phi Mn = \phi.Mp_{\text{flens}} = \phi.Z.fy = \phi \frac{1}{4} w.t.f^2 x fy$$

$$= 0,9 \times \frac{1}{4} \times 20 \times 5^2 \times 4100 = 461250 \text{ kgcm}$$

$$= 4612,5 \text{ kgm}$$

$$M1 \leq \phi M_n$$

$$1455,1 < 4612,5 \quad \dots\dots \text{Ok}$$

Tebal flens profil T

$$t_f \geq \sqrt{\frac{4 \cdot T \cdot b'}{\phi \cdot w \cdot f_y \cdot (1 + \alpha \delta)}} = \sqrt{\frac{4 \times 36360 \times 6,25}{0,9 \times 20 \times 4100 \times (1 + 0,82 \times 0,685)}}$$

$$t_f \geq 3,3 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} \geq 3,3 \text{ cm} \quad \dots\dots \text{Ok}$$

c. Sambungan pada badan profil T dengan sayap balok
Kekuatan baut (pakai baut Ø33mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 8,552 \times 1 \\ &= 33817,81 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 3,3 \times 1,2 \times 5500 \\ &= 39204 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = 2T / \phi V_n = 79956,25 / 33817,81 = 2,4 \approx \text{dipasang 4 buah}$$

Dipasang 2 baris baut, dimana dalam 1 baris ada 2 baut.

$$n \phi V_n \geq V_u$$

$$4 \times 33817,81 \geq 25181$$

$$135271,24 > 25181 \quad \dots\dots \text{Ok}$$

Kekuatan badan profil T

Badan profil T sebagai batang tarik :

$$A_g = w \times t_w = 20 \times 3 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g - \sum d' \times t_w$$

$$= 60 - 2 \times (3,3 + 0,15) \times 3 = 39,3 \text{ cm}^2$$

Kontrol leleh :

$$\phi R_n = \phi \times A_g \times f_y \geq 2T$$

$$= 0,9 \times 60 \times 4100 \geq 72720$$

$$= 221400 \text{ kg} > 72720 \text{ kg} \dots\dots \text{Ok}$$

Kontrol putus :

$$\phi R_n = \phi \times A_n \times f_u \geq 2T$$

$$= 0,75 \times 60 \times 5500 \geq 72720$$

$$= 247500 \text{ kg} > 72720 \dots\dots \text{Ok}$$

7.3 Sambungan Balok Induk Memanjang dengan Kolom

Sesuai SNI 03-1729-2002 pasal 15.9.2 dikatakan bahwa untuk sambungan balok ke kolom harus menggunakan las atau baut mutu tinggi. Bila digunakan sambungan kaku yang merupakan bagian dari sistem pemikul beban gempa harus mempunyai kuat lentur perlu M_u yang besarnya paling tidak sama dengan yang terkecil dari :

- c) 1.1 $R_y M_p$ balok atau gelagar, atau
- d) Momen terbesar yang dapat disalurkan oleh sistem rangka pada titik tersebut.

Pada sambungan kaku, gaya geser terfaktor V_u pada sambungan balok ke kolom harus ditetapkan berdasarkan kombinasi pembebanan $1.2D + 0.5L$ ditambah gaya geser yang berasal dari M_u seperti yang sudah disebutkan diatas.

$$M_u = 1,1 \times R_y \times M_p$$

$$= 1,1 \times 1,5 \times (1163 \times 2400)$$

$$= 4605480 \text{ kgcm}$$

$$= 46054,8 \text{ kgm}$$

V_u akibat kombinasi $1.2D + 0.5 L$:

$$Vu1 = 7005,3 \text{ kg}$$

Vu akibat Mu :

$$\begin{aligned} Vu2 &= (2/6,4) \times 46054,8 \\ &= 14392,125 \text{ kg} \end{aligned}$$

Vu total :

$$\begin{aligned} Vu &= 7005,3 \text{ kg} + 14392,125 \text{ kg} \\ &= 21397,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

Profil dari balok induk dan kolom yang akan disambung adalah sebagai berikut :

Balok induk = WF 450x200x8x12

Kolom = K 600x200x10x16

Akibat beban geser Pu

a. Alat penyambung

Baut tipe A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$fu = 150 \text{ ksi} = 150/1 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 10545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing 22 \text{ mm} ; Ab = \frac{1}{4} \times \pi \times 2,2^2 = 3,80 \text{ cm}^2$$

Pelat penyambung : (2 siku)

L 100x100x10

BJ 50 ; $fu = 5000 \text{ kg/cm}^2$; $fy = 2900 \text{ kg/cm}^2$

b. Sambungan pada badan balok induk

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing Vn &= \varnothing \times r_1 \times fu^b \times Ab \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 3,8 \times 2 \\ &= 30053,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \varnothing Vn &= \varnothing \times 2,4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2 \times 0,8 \times 3700 \\ &= 11721,6 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = Vu / \varnothing Vn = 22011,23 / 11721,6 = 1,88 \approx 2 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}
 n\phi V_n &\geq V_u \\
 2 \times 11721,6 &\geq 21397,4 \\
 23443,2 &> 21397,4 \dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm
 = 33 mm s/d 140 mm
 Pakai S1 = 40 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm
 = 27,5 mm s/d 120 mm
 Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 66 mm s/d 150 mm
 Pakai S = 80 mm

c. Sambungan pada sayap kolom

Kuat geser :

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\
 &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 3,8 \times 1 \\
 &= 15026,62 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\
 &= 0,75 \times 2,4 \times 2,2 \times 1 \times 3700 \\
 &= 14652 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 n &= V_u / \phi V_n = 21397,4 / 14652 = 1,46 \approx 2 \text{ buah} \\
 &\text{dipasang 2 buah pada masing – masing pelat siku penyambung.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n\phi V_n &\geq V_u \\
 2 \times 14652 &\geq 21397,4 \\
 29304 &> 21397,4 \dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

$$= 33 \text{ mm s/d } 140 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 40 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

$$= 27,5 \text{ mm s/d } 120 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 40 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

$$= 66 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S = 80 mm

d. Kontrol kekuatan pelat siku

Diameter perlemahan (dengan bor) :

$$d1 = 22 + 1,5 = 23,5 \text{ mm} = 2,35 \text{ cm}$$

$$L = 2 \times S1 + S = 2 \times 40 + 80 = 160 \text{ mm} = 16 \text{ cm}$$

Kuat geser

$$An_v = L_{nv} \times t_L$$

$$= (L - n \times d1) \times t_L$$

$$= (16 - 2 \times 2,35) \times 1$$

$$= 11,3 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana (karena ada 2 siku)

$$2\phi V_n = 2 \times \phi \times (0,6 \times f_u \times An_v)$$

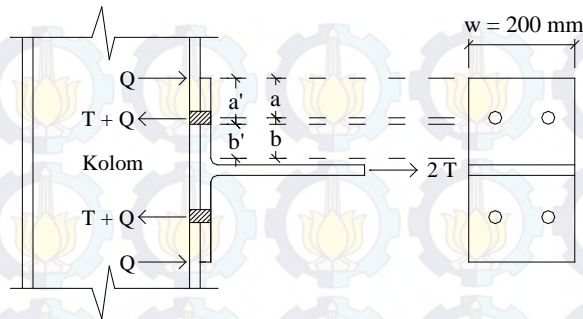
$$= 2 \times 0,75 \times (0,6 \times 5000 \times 11,3)$$

$$= 50850 \text{ kg}$$

$$2\phi V_n \geq V_u$$

$$50850 > 21397,4 \quad \text{.....Ok}$$

Akibat beban Mu



Gambar 7.3 Gaya – Gaya yang Bekerja pada Profil T untuk Sambungan Balok Induk Memanjang dengan Kolom Bawah

a. Alat penyambung

Baut tipe A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$f_u = 150 \text{ ksi} = 150/1 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 10545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Ø } 30 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 3^2 = 7,068 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ø } 33 \text{ mm} ; A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 3.3^2 = 8,552 \text{ cm}^2$$

Profil T 400x400x30x50 dengan data – data sebagai berikut :

$$d = 386 \text{ mm} \quad t_w = 30 \text{ mm}$$

$$b_f = 417 \text{ mm} \quad t_f = 50 \text{ mm}$$

$$r = 22 \text{ mm}$$

$$\text{BJ } 55 ; f_u = 5500 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

b. Sambungan pada sayap Profil T 400x400x30x50 dengan sayap kolom

Gaya tarik akibat momen :

$$2T = \frac{M_u}{d_{balok}} = \frac{46504,8}{0,446} = 103344 \text{ kg}$$

$$T = 51672 \text{ kg}$$

Kekuatan tarik nominal dari baut (pakai baut Ø30mm) :

$$\begin{aligned}
 \varnothing T_n &= \varnothing \times 0.75 \times f_u \times A_b \\
 &= 0.75 \times 0.75 \times 10545 \times 7.068 \\
 &= 41924.28 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Bila digunakan 2 baut dalam 1 baris :

$$\begin{aligned}
 B &= 2 \times \varnothing T_n \\
 &= 2 \times 41924.28 \\
 &= 83848.56 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$B > T$$

$$83848.56 > 51672 \quad \dots\dots \text{Ok}$$

Dengan menggunakan profil WF 400x400x30x50 maka :

$$c = r + 0.5t_w = 22 + 0.5 \times 30 = 37 \text{ mm}$$

$$a + b = 0.5b_f - c = 0.5 \times 417 - 37 = 171.5 \text{ mm}$$

$$b = 77.5 \text{ mm (direncanakan)}$$

$$a = 171.5 - 77.5 = 94 \text{ mm}$$

Syarat menurut Kulak, Fisher dan Struik : $a \leq 1.25b$

$$a' = a + 0.5\varnothing_{\text{baut}} = 94 + 0.5 \times 30 = 109 \text{ mm}$$

$$b' = b - 0.5\varnothing_{\text{baut}} = 77.5 - 0.5 \times 30 = 62.5 \text{ mm}$$

$$\delta = \frac{\left(w - \sum \phi_{\text{lubang}}\right)}{w} = \frac{200 - 2(30 + 1.5)}{200} = 0.685$$

$$\beta = \left(\frac{B}{T} - 1\right) \left(\frac{a'}{b'}\right) = \left(\frac{83848.56}{51672} - 1\right) \left(\frac{109}{62.5}\right) = 1.61$$

Karena $\beta > 1$, maka :

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{\beta - 1}{\beta}\right) \leq 1$$

$$\alpha = \frac{1}{0.685} \left(\frac{1.61 - 1}{1.61}\right) = 0.55 < 1$$

Pakai $\alpha = 0.55$

Maka :

$$Q = T \left(\frac{\alpha \delta}{1 + \alpha \delta} \right) \left(\frac{b'}{a'} \right) = 51672 \left(\frac{0,55 \times 0,685}{1 + 0,55 \times 0,685} \right) \left(\frac{62,5}{109} \right)$$

$$= 8107,87 \text{ kg}$$

Gaya pada baut :

$$T + Q \leq B$$

$$51672 + 8107,87 \leq 83848,56$$

$$59779,87 < 83848,56 \quad \text{..... Ok}$$

Momen pada flens profil T

$$M1 = \frac{T.b'}{1 + \alpha \delta} = \frac{51672 \times 0,0625}{1 + 0,5 \times 0,685} = 2345,7 \text{ kgm}$$

$$\phi Mn = \phi Mp_{\text{flens}} = \phi.Z.fy = \phi \frac{1}{4} w.tf^2 x fy$$

$$= 0,9 \times \frac{1}{4} \times 20 \times 5^2 \times 4100 = 461250 \text{ kgcm}$$

$$= 4612,5 \text{ kgm}$$

$$M1 \leq \phi Mn$$

$$2345,7 < 4612,5 \quad \text{..... Ok}$$

Tebal flens profil T

$$tf \geq \sqrt{\frac{4.T.b'}{\phi.w.fy.(1 + \alpha \delta)}} = \sqrt{\frac{4 \times 5167200 \times 6,25}{0,9 \times 20 \times 4100 \times (1 + 0,97 \times 0,685)}}$$

$$tf \geq 3,24 \text{ cm}$$

$$5 \text{ cm} \geq 3,24 \text{ cm} \quad \text{.....Ok}$$

c. Sambungan pada badan profil T dengan sayap balok

Kekuatan baut (pakai baut Ø33mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 8,552 \times 1 \\ &= 33817,81 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\phi V_n &= \phi \times 2.4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 3,3 \times 1,2 \times 3700 \\ &= 26373 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = 2T / \phi V_n = 103344 / 26373 = 3,91 \approx \text{dipasang 6 buah}$$

Dipasang 2 baris baut, dimana dalam 1 baris ada 3 baut.

$$\begin{aligned}n \phi V_n &\geq V_u \\ 6 \times 26373 &\geq 21397,4 \\ 158238 &> 21397,4 \quad \dots\dots \text{Ok}\end{aligned}$$

Kekuatan badan profil T

Badan profil T sebagai batang tarik :

$$A_g = w \times t_w = 20 \times 3 = 60 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}A_n &= A_g - \sum d' \times t_w \\ &= 60 - 2 \times (3,3 + 0,15) \times 3 = 39,3 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Kontrol leleh :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times A_g \times f_y \geq 2T \\ &= 0,9 \times 60 \times 4100 \geq 103344 \\ &= 221400 \text{ kg} > 103344 \text{ kg} \quad \dots\dots \text{Ok}\end{aligned}$$

Kontrol putus :

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi \times A_n \times f_u \geq 2T \\ &= 0,75 \times 39,3 \times 5500 \geq 103344 \\ &= 162112,5 \text{ kg} > 103344 \text{ kg} \quad \dots\dots \text{Ok}\end{aligned}$$

7.4 Sambungan Antar Kolom

Berdasarkan hasil SAP2000 V14.2 diperoleh gaya – gaya yang bekerja pada kolom:

$$P_{u_x} = 701312 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 42530,1 \text{ kg}$$

$$M_{u_y} = 13959,7 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_{u_x} &= 6791,3 \text{ kg} \\ V_{u_y} &= 4041,10 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kolom K } 600 \times 200 \times 11 \times 17 \\ \text{BJ 37 : } f_y &= 2400 \text{ kg/cm}^2 \\ f_u &= 3700 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Alat penyambung

Baut tipe A490 (tanpa ulir pada bidang geser) :

$$f_u = 150 \text{ ksi} = 150/1 \times 70,3 \text{ kg/cm}^2 = 10545 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varnothing 28 \text{ mm ; } A_b = \frac{1}{4} \times \pi \times 2,8^2 = 6,157 \text{ cm}^2$$

Pelat penyambung :

Tebal 15 mm

$$\text{BJ 50 ; } f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 ; f_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$$

Pembagian beban aksial :

$$P_{u_{\text{badan}}}$$

$$\frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} \cdot P_u = \frac{1 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7) \cdot 2}{268,8} \cdot 701312,5 = 295344,4 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} P_{u_{\text{sayap}}} &= P_u - P_{u_{\text{badan}}} \\ &= 701312,5 - 295344,4 \\ &= 405788,1 \text{ kg} \end{aligned}$$

Sambungan arah x

Pembagian beban momen :

$$M_{u_{\text{badan}}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} M_{ux} = \frac{\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7)^3}{83229} \cdot 42530,1 = 7721,3 \text{ Kgm}$$

$$\begin{aligned} M_{u_{\text{sayap}}} &= M_u - M_{u_{\text{badan}}} \\ &= 42530 - 7721,3 \\ &= 35346,3 \text{ kgm} \end{aligned}$$

a. Sambungan pada sayap kolom (pakai baut $\varnothing 28 \text{ mm}$)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \varnothing V_n &= \varnothing \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 6,157 \times 1 \end{aligned}$$

$$= 24347,09 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}\emptyset Vn &= \emptyset \times 2,4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,8 \times 1,5 \times 5000 \\ &= 37800 \text{ kg}\end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{Mu_{sayap}}{d} = \frac{35346,3}{0,6} = 58910,5 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\begin{aligned}Pu_{total} &= T + Pu_{sayap} / 4 \\ &= 58910,5 + (405788,1/4) \\ &= 160357 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = Pu_{total} / \emptyset Vn = 160357 / 24347,09 = 6,59 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 8 baut.

Kontrol jarak baut :

$$\text{Jarak tepi : (S1)} = 1,5db \text{ s/d } (4tp + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 42 \text{ mm s/d } 160 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S1} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{(S2)} = 1,25 db \text{ s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm}$$

$$= 35 \text{ mm s/d } 180 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S2} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak baut : (S)} = 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm}$$

$$= 84 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm}$$

$$\text{Pakai S} = 100 \text{ mm}$$

b. Sambungan pada badan kolom (pakai baut $\emptyset 28 \text{ mm}$)

Kuat geser :

$$\begin{aligned}\emptyset Vn &= \emptyset \times r_l \times fu^b \times Ab \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 6,157 \times 2 \\ &= 48694,17 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_n &= \emptyset \times 2,4 \times db \times tp \times fu \\
 &= 0,75 \times 2,4 \times 2,8 \times 1 \times 5000 \\
 &= 25200 \text{ kg (menentukan)}
 \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned}
 Mu &= (Mu_{\text{badan}} + Vu_x \times e) \\
 &= (7721,3 + 6791,3 \times 0,15) \\
 &= 873999,5 \text{ kg.m} = 873999,5 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

Perkiraan jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6Mu}{\mu Ru}} = \sqrt{\frac{6 \times 873999,5}{10 \times (0,5 \times 1 \times 25200)}} = 6,45 \approx 8 \text{ baut}$$

Akibat P_u :

$$K_{UV1} = \frac{Pu_{\text{badan}}}{2.n} = \frac{295344,4}{2.8} = 18459 \text{ Kg}$$

Akibat V_u :

$$K_{UH1} = \frac{Vu_x}{n} = \frac{6971,3}{8} = 848,92 \text{ Kg}$$

Akibat M_u :

$$\sum (x^2 + y^2) = 8x(5^2 + 15^2) + 8x(5^2 + 15^2) = 4000 \text{ cm}^2$$

$$K_{UV2} = \frac{Mu_{\text{total}} \cdot x}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{8740 \times 5}{4000} = 10,93 \text{ kg}$$

$$K_{UH2} = \frac{Mu_{\text{total}} \cdot y}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{8740 \times 15}{4000} = 32,8 \text{ kg}$$

Sehingga :

$$Ku_{\text{total}} = \sqrt{(\sum K_{UV})^2 + (\sum K_{UH})^2}$$

$$= \sqrt{(18459 + 10,93)^2 + (848,92 + 32,8)^2}$$

$$= 18491 \text{ kg} < \phi V_n = 25200 \text{ kg} \quad \dots\dots \text{Ok}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

$$= 42 \text{ mm s/d } 152 \text{ mm}$$

Pakai S1 = 50 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

$$= 35 \text{ mm s/d } 150 \text{ mm}$$

Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm

$$= 84 \text{ mm s/d } 195 \text{ mm}$$

Pakai S = 100 mm

Sambungan arah y

Pembagian beban momen :

$$Mu_{\text{badan}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} Mux = \frac{1/12 \cdot 1 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7)^3}{79880} \cdot 45230,1 = 8045 \text{ Kgm}$$

$$\begin{aligned} Mu_{\text{sayap}} &= Mu - Mu_{\text{badan}} \\ &= 13959 - 8045 \\ &= 5914 \text{ kgm} \end{aligned}$$

a. Sambungan pada sayap kolom (pakai baut Ø28 mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times r_1 \times f_u^b \times A_b \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 6,157 \times 1 \\ &= 24347,09 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \times 2,4 \times d_b \times t_p \times f_u \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,8 \times 1,5 \times 5000 \\ &= 37800 \text{ kg} \end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap :

$$T = \frac{Mu_{\text{sayap}}}{d} = \frac{5914}{0,6} = 9856,7 \text{ kg}$$

Total gaya pada sayap :

$$\begin{aligned} Pu_{\text{total}} &= T + Pu_{\text{sayap}} / 4 \\ &= 9856,7 + (405788,1/4) \\ &= 111303,7 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$\begin{aligned} n &= Pu_{\text{total}} / \phi Vn = 111303 / 37800 = 2,944 \approx 4 \text{ buah} \\ &\text{Dipasang 8 buah baut.} \end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

$$\begin{aligned} \text{Jarak tepi : } (S1) &= 1,5db \text{ s/d } (4tp + 100) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 42 \text{ mm s/d } 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S1 = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} (S2) &= 1,25 db \text{ s/d } 12tp \text{ atau } 150 \text{ mm} \\ &= 35 \text{ mm s/d } 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S2 = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak baut : } (S) &= 3db \text{ s/d } 15tp \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 84 \text{ mm s/d } 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Pakai } S = 100 \text{ mm}$$

b. Sambungan pada badan kolom (pakai baut Ø28 mm)

Kuat geser :

$$\begin{aligned} \phi Vn &= \phi \times r_1 \times fu^b \times Ab \times m \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 10545 \times 6,157 \times 2 \\ &= 48694,17 \text{ kg} \end{aligned}$$

Kuat tumpu :

$$\begin{aligned} \phi Vn &= \phi \times 2.4 \times db \times tp \times fu \\ &= 0,75 \times 2,4 \times 2,8 \times 1 \times 5000 \\ &= 25200 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan :

$$\begin{aligned} Mu &= (Mu_{\text{badan}} + Vu_y \times e) \\ &= (8045 + 4150,1 \times 0,15) \\ &= 8667,515 \text{ kg.m} = 866751,5 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

Perkiraan jumlah baut :

$$n = \sqrt{\frac{6Mu}{\mu Ru}} = \sqrt{\frac{6 \times 866751,5}{10 \times (0,5 \times 1 \times 25200)}} = 6,29 \approx 8 \text{ baut}$$

Akibat P_u :

$$K_{UV1} = \frac{Pu_{\text{badan}}}{2.n} = \frac{4150,1}{2.8} = 23363,53 \text{ Kg}$$

Akibat V_u :

$$K_{UH1} = \frac{Vu_y}{n} = \frac{4041,10}{8} = 518,8 \text{ Kg}$$

Akibat M_u :

$$\sum (x^2 + y^2) = 8x(5^2 + 15^2) + 8x(5^2 + 15^2) = 4000 \text{ cm}^2$$

$$K_{UV2} = \frac{Mu_{\text{total}} \cdot x}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{8667,5 \times 5}{4000} = 10,83 \text{ kg}$$

$$K_{UH2} = \frac{Mu_{\text{total}} \cdot y}{\sum (x^2 + y^2)} = \frac{8667,5 \times 15}{4000} = 32,5 \text{ kg}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} Ku_{\text{total}} &= \sqrt{(\sum K_{UV})^2 + (\sum K_{UH})^2} \\ &= \sqrt{(18459,025 + 10,83)^2 + (518,8 + 32,5)^2} \\ &= 18478 \text{ kg} < \phi V_n = 25200 \text{ kg} \quad \dots\dots \text{Ok} \end{aligned}$$

Kontrol jarak baut :

Jarak tepi : (S1) = 1,5db s/d (4tp + 100) atau 200 mm

= 42 mm s/d 152 mm

Pakai S1 = 50 mm

(S2) = 1,25 db s/d 12tp atau 150 mm

= 35 mm s/d 150 mm

Pakai S2 = 50 mm

Jarak baut : (S) = 3db s/d 15tp atau 200 mm
 = 84 mm s/d 195 mm
 Pakai S = 100 mm

7.5 Sambungan Kolom dengan *Base Plate*

Sambungan kolom tepi dengan base plate direncanakan dengan gaya – gaya yang bekerja sebagai berikut:

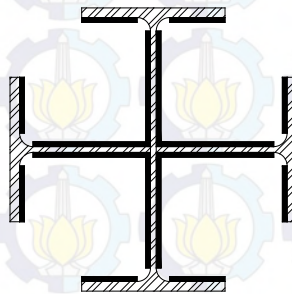
$$P_u = 134892,1 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 71153,23 \text{ kgm}$$

$$M_{uy} = 62662,61 \text{ kgm}$$

Direncanakan beton dengan mutu (f_c') = 30MPa.

Sambungan las pada *base plate*



Gambar 7.4 Sambungan Las pada Base Plate

Direncanakan las dengan mutu F_{E90XX} dan anggap $t_e = 1\text{cm}$.
 Sehingga :

$$A_{las} = [(8 \times 11,6) + (4 \times 23,1) + (4 \times 24)] \times 1 = 281,2 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} I_x &= 4 \times (1/12 \times 11,6 \times 11,6^3 + 11,6 \times 26,9^2) + 4 \times (1/12 \times 11,6^3 + 11,6 \times 9,2^2) \\ &\quad + 4 \times (1/12 \times 24^3 + 24 \times 12,6^2) + 4 \times (1/12 \times 23,1^3 + 23,1 \times 1,1^2) \\ &= 33579,37 + 4447,59 + 19848,96 + 119,5 \\ &= 57995,42 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_y &= 4 \times (1/12 \times 11,6 \times 11,6^3 + 11,6 \times 27^2) + 4 \times (1/12 \times 11,6^3 + 11,6 \times 9,2^2) + \\ &\quad 4 \times (1/12 \times 23,1^3 + 23,1 \times 13,15^2) + 4 \times (1/12 \times 24 \times 24 \times 1,1^2) \end{aligned}$$

$$= 33829,47 + 4447,59 + 20086,84 + 124,16$$

$$= 58488,06 \text{ cm}^4$$

$$W_x = I_x / y_{\max} = 57995,42 / 27,4 = 2116,62 \text{ cm}^3$$

$$W_y = I_y / x_{\max} = 58488,06 / 27,5 = 2126,84 \text{ cm}^3$$

$$f_{\text{total}} = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{W_x} + \frac{My}{W_y}$$

$$= \frac{134892.1}{281,2} + \frac{71153.23}{2116,62} + \frac{62662.61}{2126,84}$$

$$= 542,11 \text{ kg/cm}^2$$

Kuat rencana las ($t_e = 1\text{cm}$) :

$$\Phi f_n = 0,75 \times 0,6 \times 90 \times 70,3 \times 1 = 2847,15 \text{ kg/cm}$$

Maka :

$$tc_{\text{perlu}} \geq \frac{f_{\text{total}}}{\Phi f_n} = \frac{542,11}{2847,15} = 0,19 \text{ cm}$$

$$a_{\text{perlu}} \geq \frac{tc_{\text{perlu}}}{0,707} = \frac{0,19}{0,707} = 0,268 \text{ cm} \approx 0,27 \text{ cm}$$

Kontrol ukuran las sudut:

$$a_{\min} = 6 \text{ mm} \rightarrow t_{\max} = 20 \text{ mm}$$

badan:

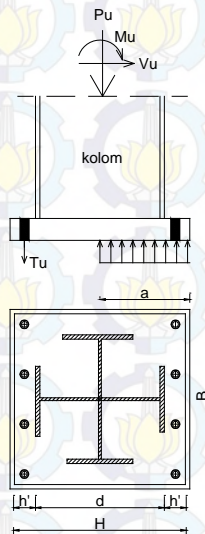
$$a_{\text{eff max}} = 0,707 \times \frac{5000}{90 \times 70,3} \times 12 = 6,7 \text{ mm} \rightarrow \text{Dipakai } a = 6 \text{ mm}$$

sayap:

$$a_{\text{eff max}} = 1,4 \times \frac{5000}{90 \times 70,3} \times 20 = 22,28 \text{ mm} \rightarrow \text{Dipakai } a = 20 \text{ mm}$$

Perhitungan Base Plate

Arah x :



Gambar 7.5 Desain baseplate arah x

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{7115323}{134892.1} = 52,75 \text{ cm} > \frac{H}{6} = \frac{85}{6} = 14,17 \text{ cm}$$

Direncanakan diameter baut : 1 inch = 2,54 cm

$$h' > w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 1\frac{3}{4} \times 2,54 = 4,45 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = \frac{27}{16} \times 2,54 = 4,29 \text{ cm}$$

$$h' \geq 4,45 + 4,29$$

$$\geq 8,74 \text{ cm, dipakai } h' = 12,5 \text{ cm}$$

$$h = H - 0,5h' = 850 - 0,5 \times 125 = 787,5 \text{ mm} = 78,75 \text{ cm}$$

$$B = 850 \text{ mm} = 85 \text{ cm}$$

Dimensi beton :

Panjang : 75 cm

Lebar : 75 cm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{85 \times 85}{75 \times 75}} = 1,13$$

$$f_{cu}' = 0,85 \times f_c' \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \times 30 \times 1,13$$

$$= 28,815 \text{ MPa} = 288,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{Pu(2h - H) + 2Mu}{\phi \times f_{cu}' \times B}}$$

$$= 78,75 - \sqrt{78,75^2 - \frac{134892,1(2 \times 78,75 - 85) + 2 \times 7115323}{0,6 \times 288,15 \times 85}}$$

$$a = 11,165 \text{ cm}$$

$$Tu = (\phi \times f_{cu}' \times B \times a) - Pu$$

$$= (0,6 \times 288,5 \times 85 \times 11,165) - 134892,1$$

$$= 29384,13 \text{ kg}$$

Perhitungan Jumlah Baut Angkur

Direncanakan diameter baut : 1 inch = 2,54 cm

$$fu = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi Rn = 0,75 \times fub \times (0,5 Ab)$$

$$= 0,75 \times 5000 \times (0,5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 2,54^2)$$

$$= 9500,76 \text{ kg}$$

$$n \geq \frac{Tu}{\phi Rn} = \frac{29384,13}{9500,76} = 3,09 = 4 \text{ buah}$$

Perhitungan Tebal Plat Baja

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{Tu(h' - we)}{fy \cdot B}}$$

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{29384,13(12,5 - 4,45)}{2500 \times 85}}$$

$$t \geq 2,22 \text{ cm} \approx 2,5 \text{ cm, Jadi dipakai } t = 25 \text{ mm}$$

Untuk arah x direncanakan menggunakan 4 buah baut \varnothing 1 inch = 2,54 cm dengan $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Maka baseplate ukuran 85 cm x 85 cm dengan tebal 25 mm dapat digunakan sebagai alas kolom.

Perhitungan Panjang Baut Angker

$$Tu \text{ pada baut angkur} = \frac{Tu}{4} = \frac{29384,13}{4} = 7346,03 \text{ kg}$$

$$Tu = 0,9 \times \pi \times D \times L \times \tau$$

Dimana :

Tu = Gaya pada tiap baut angkur

D = Diamater baut angkur

L = Panjang baut angkur

τ = Gaya lekatan baut angkur

$$= \sqrt{fc'} = \sqrt{300} = 17,32$$

$$Tu = 0,9 \times \pi \times D \times L \times \tau$$

$$L = \frac{Tu}{0,9 \cdot \pi \cdot D \cdot \tau}$$

$$= \frac{7346,03}{0,9 \times \pi \times 2,54 \times 17,32}$$

$$L = 50,06 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Jadi panjang angker digunakan 60 cm

Arah y :

$$ey = \frac{Muy}{Pu} = \frac{6266261}{134892.1} = 46,45 \text{ cm} > \frac{H}{6} = \frac{85}{6} = 14,17 \text{ cm}$$

Direncanakan diameter baut : 1 inch = 2,54 cm

$$h' > we + c_1$$

$$we = \text{jarak baut ke tepi} = 1\frac{3}{4} \times 2,54 = 4,45 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \times 2,54 \\ = 4,29 \text{ cm}$$

$$h' \geq 4,45 + 4,29$$

$$\geq 8,74 \text{ cm, dipakai } h' = 12,5 \text{ cm}$$

$$h = H - 0,5h' = 850 - 0,5 \times 125 = 787,5 \text{ mm} = 78,75 \text{ cm}$$

$$B = 850 \text{ mm} = 85 \text{ cm}$$

Dimensi beton :

Panjang : 75 cm

Lebar : 75 cm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{85 \times 85}{75 \times 75}} = 1,13$$

$$f_{cu}' = 0,85 \times f_c'' \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0,85 \times 30 \times 1,13 \\ = 28,815 \text{ MPa} = 288,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = h - \sqrt{h^2 - \frac{P_u(2h - H) + 2M_u}{\phi_c \times f_{cu}' \times B}} \\ = 78,75 - \sqrt{78,75^2 - \frac{134892,1(2 \times 78,75 - 85) + 2 \times 6266261}{0,6 \times 288,15 \times 85}}$$

$$a = 10,32 \text{ cm}$$

$$T_u = (\phi_c \times f_{cu}' \times B \times a) - P_u \\ = (0,6 \times 288,15 \times 85 \times 10,32) - 134892,1 \\ = 16767,01 \text{ kg}$$

Perhitungan Jumlah Baut Angkur

Direncanakan diameter baut : 1 inch = 2,54 cm

$$f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_n = 0,75 \times f_{ub} \times (0,5 A_b)$$

$$= 0,75 \times 5000 \times (0,5 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 2,54^2)$$

$$= 9500,76 \text{ kg}$$

$$n \geq \frac{T_u}{\phi R_n} = \frac{16767,01}{9500,76} = 1,76 \approx 4 \text{ buah}$$

Perhitungan Tebal Plat Baja

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{T_u(h'-w_e)}{f_y.B}}$$

$$t \geq 2,108 \sqrt{\frac{16767,01(12,5 - 4,45)}{2500 \times 85}}$$

$$t \geq 1,68 \text{ cm} \approx 2,5 \text{ cm}$$

Jadi dipakai $t = 25 \text{ mm}$

Untuk arah y direncanakan menggunakan 4 buah baut $\varnothing 1 \text{ inch} = 2.54 \text{ cm}$ dengan $f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$

Maka baseplate ukuran $85 \text{ cm} \times 85 \text{ cm}$ dengan tebal 25 mm dapat digunakan sebagai alas kolom.

Perhitungan Panjang Baut Angkur

$$T_u \text{ pada baut angkur} = \frac{T_u}{4} = \frac{16767,01}{4} = 4191,75 \text{ kg}$$

$$T_u = 0,9 \times \pi \times D \times L \times \tau$$

Dimana :

T_u = Gaya pada tiap baut angkur

D = Diameter baut angkur

L = Panjang baut angkur

τ = Gaya lekatan baut angkur

$$= \sqrt{f_c'} = \sqrt{300} = 17,32$$

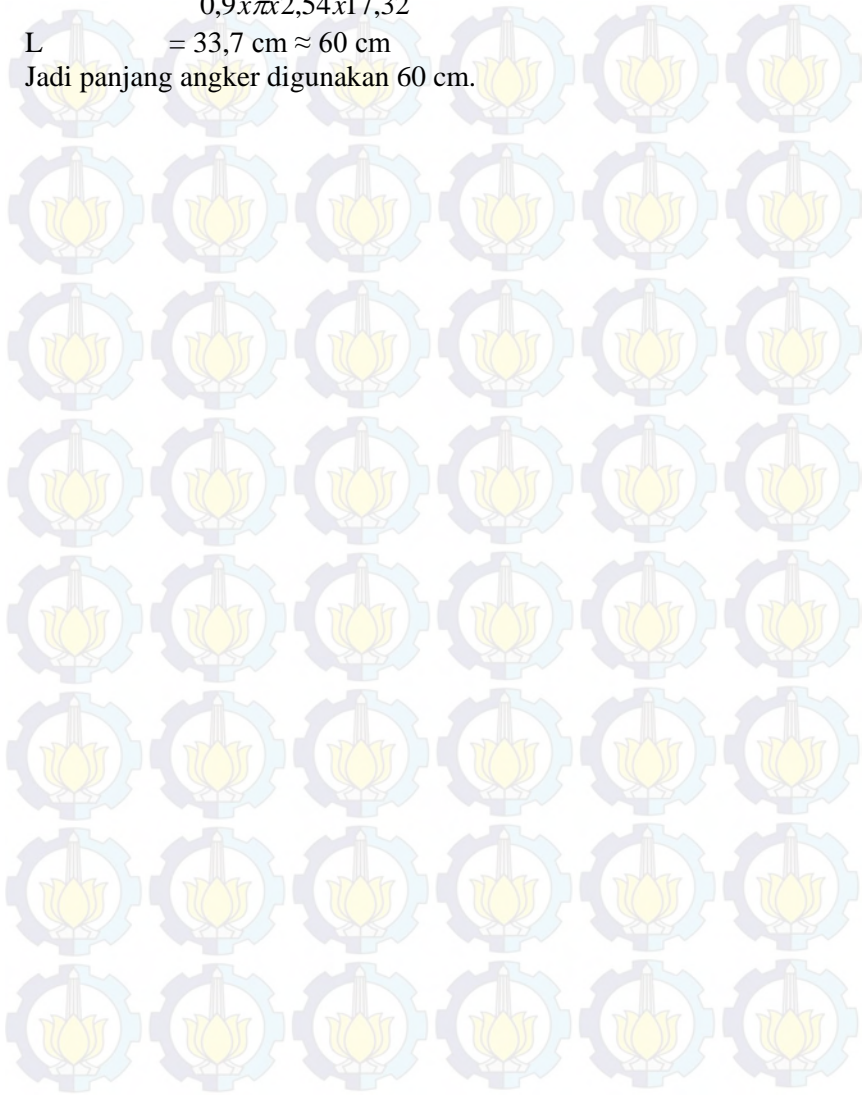
$$T_u = 0,9 \times \pi \times D \times L \times \tau$$

$$L = \frac{T_u}{0,9 \cdot \pi \cdot D \cdot \tau}$$

$$= \frac{4191,75}{0,9 \times \pi \times 2,54 \times 17,32}$$

$$L = 33,7 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Jadi panjang angker digunakan 60 cm.



BAB VIII

PERENCANAAN PONDASI

8.1 Perencanaan Pondasi Gedung

Semua konstruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh suatu pondasi. Pondasi ialah bagian dari suatu system rekayasa yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri ke dalam tanah dan batuan yang terletak dibawahnya (Bowles, 1991).

Pondasi gedung rusunawa ini menggunakan pondasi tiang pancang produksi PT Wika dengan spesifikasi sebagai berikut :

Diameter	= 600 mm
Tebal	= 100 mm
Kelas	= A1
<i>Allowable axial</i>	= 235.4 ton
<i>Bending momen crack</i>	= 17 tm
<i>Bending momen ultimate</i>	= 25.5 tm

8.1.1 Daya Dukung Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung tanah dihitung berdasarkan hasil *Standart Penetration Test* (SPT). Hasil pengetesan terlampir. Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s).

Perhitungan daya dukung tanah memakai metode Luciano Decourt :

$$Q_L = Q_p + Q_s$$

dimana :

Q_L = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

Q_p = resistance ultimate di dasar tiang

Q_s = resistance ultimate akibat lekatan lateral

$$Q_p = q_p \times A_p = (N_p \times K) \times A_p$$

$$Q_s = q_s \times A_s = (N_s/3 + 1) \times A_s$$

dengan :

N_p = harga rata-rata SPT pada 4D pondasi di bawah dan di atasnya.

K = koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m^2 , untuk tanah lempung

= 20 t/m^2 , untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m^2 , untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m^2 , untuk tanah pasir

A_p = luas penampang dasar tiang

N_s = rata-rata SPT sepanjang tiang tertanam, dengan batasan $3 \leq N \leq 50$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

Bila direncanakan menggunakan tiang pancang diameter 60 cm dengan kedalaman 26 m, diperoleh :

$$N_s = 13.38$$

$$N_p = 36.57$$

$$K = 40 \text{ t/m}^2$$

$$A_s = (\pi \times D) \times 26 = (\pi \times 0.6) \times 26 = 49.029 \text{ m}^2$$

$$A_p = 0.25 \times \pi \times D^2 = 0.25 \times \pi \times 0.6^2 = 0.2829 \text{ m}^2$$

Maka :

$$Q_p = N_p \times K \times A_p = 36.57 \times 40 \times 0.2829 = 413.865 \text{ ton}$$

$$Q_s = (N_s/3 + 1) \times A_s = (13.38/3 + 1) \times 49.029 = 267.635 \text{ ton}$$

$$Q_L = Q_p + Q_s = 413.865 + 267.635 = 681.5 \text{ ton}$$

Sehingga $P_{ijin \text{ 1 tiang}}$ berdasarkan daya dukung tanah adalah:

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = Q_L / SF = 681.5 / 3 = 227.167 \text{ ton (menentukan)}$$

Dari tabel spesifikasi tiang pancang yang diproduksi PT.

Wika diketahui kapasitas tiang pancang tunggal berdasarkan kekuatan bahan adalah 235.4 ton. Dengan demikian maka kapasitas tiang pancang tunggal diambil berdasarkan berdasarkan pada daya dukung tanah yaitu $P_{ijin \text{ 1 tiang}} = 227.167 \text{ ton}$.

Hasil perhitungan kapasitas tiang pancang tunggal berdasarkan daya dukung tanah secara lengkap disajikan dalam tabel berikut :

Tabel 8.1 Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang Pancang

Depth m	N	Ns	Np	K t/m ²	As m ²	Qp ton	Qs ton	Ql ton	P.ijin 1 tiang ton
1.75	1	3.00	5.96	12	3.300	20.238	6.600	26.838	8.946
2.00	2	3.00	6.35	12	3.771	21.561	7.543	29.104	9.701
2.25	3	3.00	6.69	12	4.243	22.699	8.486	31.185	10.395
2.50	4	3.00	6.98	40	4.714	78.982	9.429	88.411	29.470
2.75	6	3.25	7.24	40	5.186	81.928	10.804	92.731	30.910
3.00	7	3.81	7.48	40	5.657	84.574	12.846	97.421	32.474
3.25	8	4.38	7.69	40	6.129	86.979	15.066	102.045	34.015
3.50	9	4.94	7.88	40	6.600	89.183	17.463	106.646	35.549
3.75	10	5.50	8.03	40	7.071	90.829	20.036	110.864	36.955
4.00	10	5.96	8.13	40	7.543	92.003	22.534	114.537	38.179
4.25	10	6.35	8.58	40	8.014	97.065	24.984	122.049	40.683
4.50	10	6.69	8.94	40	8.486	101.159	27.402	128.560	42.853
4.75	11	6.98	9.22	40	8.957	104.285	29.800	134.085	44.695
5.00	11	7.24	9.41	40	9.429	106.444	32.186	138.630	46.210
5.25	11	7.48	9.51	40	9.900	107.635	34.568	142.202	47.401
5.50	11	7.69	9.53	40	10.371	107.858	36.948	144.806	48.269
5.75	11	7.88	9.50	40	10.843	107.486	39.332	146.818	48.939
6.00	11	8.03	9.41	40	11.314	106.518	41.590	148.109	49.370
6.25	10	8.13	9.28	40	11.786	104.955	43.731	148.686	49.562
6.50	10	8.20	9.14	12	12.257	31.018	45.760	76.778	25.593
6.75	9	8.24	9.00	12	12.729	30.549	47.682	78.230	26.077
7.00	9	8.25	8.86	12	13.200	30.080	49.500	79.580	26.527
7.25	8	8.24	8.72	12	13.671	29.611	51.218	80.829	26.943
7.50	8	8.21	8.59	12	14.143	29.142	52.839	81.981	27.327
7.75	7	8.16	8.45	12	14.614	28.673	54.365	83.038	27.679
8.25	7	8.09	8.17	12	15.557	27.735	57.499	85.234	28.411
8.50	7	8.06	8.07	12	16.029	27.378	59.105	86.483	28.828
8.75	8	8.04	7.99	12	16.500	27.132	60.737	87.869	29.290
9.00	8	8.03	7.95	12	16.971	26.998	62.394	89.392	29.797
9.25	8	8.02	7.95	12	17.443	26.976	64.074	91.050	30.350
9.50	8	8.02	7.97	12	17.914	27.065	65.779	92.844	30.948
9.75	8	8.02	8.04	12	18.386	27.288	67.507	94.795	31.598
10.00	8	8.02	8.14	12	18.857	27.646	69.258	96.904	32.301

Depth m	N	Ns	Np	K t/m ²	As m ²	Qp ton	Qs ton	Ql ton	P.ijin 1 tiang ton
10.50	8	8.03	8.44	12	19.800	28.650	72.829	101.480	33.827
10.75	9	8.05	8.60	12	20.271	29.186	74.648	103.835	34.612
11.00	9	8.06	8.76	12	20.743	29.745	76.489	106.234	35.411
11.25	9	8.08	8.93	12	21.214	30.325	78.352	108.678	36.226
11.50	9	8.10	9.11	12	21.686	30.928	80.237	111.165	37.055
11.75	9	8.12	9.30	12	22.157	31.553	82.144	113.697	37.899
12.00	9	8.15	9.49	12	22.629	32.201	84.094	116.295	38.765
12.25	10	8.18	9.68	12	23.100	32.871	86.088	118.959	39.653
12.50	10	8.22	9.89	12	23.571	33.563	88.125	121.688	40.563
12.75	10	8.26	10.10	12	24.043	34.278	90.205	124.483	41.494
13.00	10	8.30	10.32	12	24.514	35.015	92.328	127.343	42.448
13.25	11	8.35	10.54	12	24.986	35.774	94.494	130.268	43.423
13.50	11	8.40	10.77	12	25.457	36.556	96.702	133.257	44.419
13.75	11	8.45	11.01	12	25.929	37.359	98.952	136.311	45.437
14.00	11	8.51	11.25	12	26.400	38.186	101.244	139.430	46.477
14.25	12	8.56	11.50	12	26.871	39.034	103.578	142.612	47.537
14.50	12	8.63	11.75	12	27.343	39.883	105.954	145.836	48.612
14.75	12	8.69	12.00	12	27.814	40.731	108.371	149.102	49.701
15.00	12	8.75	12.25	12	28.286	41.580	110.829	152.409	50.803
15.25	13	8.82	12.50	12	28.757	42.429	113.329	155.758	51.919
15.50	13	8.89	12.75	12	29.229	43.277	115.870	159.148	53.049
15.75	13	8.96	13.00	12	29.700	44.126	118.453	162.578	54.193
16.00	13	9.04	13.25	12	30.171	44.974	121.076	166.050	55.350
16.25	14	9.11	13.50	12	30.643	45.823	123.740	169.563	56.521
16.50	14	9.19	13.75	12	31.114	46.671	126.445	173.116	57.705
16.75	14	9.27	14.00	12	31.586	47.520	129.191	176.711	58.904
17.00	14	9.35	14.25	12	32.057	48.369	131.977	180.346	60.115
17.50	15	9.52	14.75	12	33.000	50.066	137.672	187.738	62.579
17.75	15	9.60	14.99	12	33.471	50.892	140.580	191.472	63.824
18.00	15	9.69	15.23	12	33.943	51.696	143.529	195.224	65.075
18.25	16	9.77	15.46	12	34.414	52.477	146.518	198.995	66.332
18.50	16	9.86	15.68	12	34.886	53.237	149.547	202.784	67.595
18.75	16	9.95	15.90	12	35.357	53.974	152.616	206.590	68.863
19.00	16	10.04	16.11	12	35.829	54.688	155.726	210.415	70.138

Depth m	N	Ns	Np	K t/m ²	As m ²	Qp ton	Qs ton	Ql ton	P.ijin 1 tiang ton
19.50	17	10.22	16.51	12	36.771	56.050	162.067	218.117	72.706
19.75	17	10.32	16.71	12	37.243	56.720	165.297	222.017	74.006
20.00	17	10.41	16.91	12	37.714	57.390	168.546	225.937	75.312
20.25	17	10.50	17.11	12	38.186	58.060	171.815	229.875	76.625
20.50	17	10.59	17.30	12	38.657	58.730	175.102	233.832	77.944
20.75	18	10.68	17.50	12	39.129	59.400	178.408	237.808	79.269
21.00	18	10.77	17.70	12	39.600	60.070	181.733	241.803	80.601
21.25	18	10.86	17.89	12	40.071	60.740	185.077	245.817	81.939
21.50	18	10.94	18.09	12	40.543	61.410	188.440	249.850	83.283
21.75	18	11.03	18.38	12	41.014	62.370	191.822	254.192	84.731
22.00	18	11.12	18.74	12	41.486	63.621	195.244	258.865	86.288
22.25	19	11.21	19.20	12	41.957	65.161	198.707	263.868	87.956
22.50	19	11.30	19.74	12	42.429	67.015	202.209	269.224	89.741
22.75	19	11.39	20.38	12	42.900	69.181	205.752	274.933	91.644
23.00	19	11.48	21.11	12	43.371	71.660	209.334	280.994	93.665
23.25	20	11.57	21.93	12	43.843	74.451	212.957	287.408	95.803
23.50	20	11.66	22.85	12	44.314	77.555	216.620	294.175	98.058
23.75	20	11.76	23.86	12	44.786	80.972	220.322	301.294	100.431
24.00	22	11.87	24.95	12	45.257	84.701	224.337	309.038	103.013
24.25	24	12.00	26.14	12	45.729	88.743	228.664	317.407	105.802
24.50	26	12.15	27.42	12	46.200	93.075	233.302	326.377	108.792
24.75	28	12.31	28.78	12	46.671	97.697	238.250	335.947	111.982
25.00	29	12.50	30.23	12	47.143	102.610	243.509	346.119	115.373
25.25	31	12.69	31.76	12	47.614	107.813	249.077	356.890	118.963
25.50	33	12.91	33.38	12	48.086	113.307	254.954	368.261	122.754
25.75	35	13.13	34.99	12	48.557	118.755	261.141	379.896	126.632
26.00	37	13.38	36.58	40	49.029	413.865	267.635	681.500	227.167
26.25	39	13.63	38.16	40	49.500	431.729	274.438	706.167	235.389
26.75	43	14.19	41.02	40	50.443	464.109	288.964	753.073	251.024
27.00	44	14.48	42.30	40	50.914	478.624	296.688	775.312	258.437
27.25	46	14.79	43.49	40	51.386	492.023	304.718	796.741	265.580
27.50	48	15.11	44.57	40	51.857	504.305	313.054	817.359	272.453
27.75	50	15.44	45.56	40	52.329	515.470	321.696	837.166	279.055
28.00	50	15.77	46.45	40	52.800	525.519	330.332	855.851	285.284

Depth m	N	Ns	Np	K t/m ²	As m ²	Qp ton	Qs ton	Ql ton	P.ijin 1 tiang ton
28.50	50	16.40	47.93	40	53.743	542.267	347.587	889.854	296.618
28.75	50	16.71	48.52	40	54.214	548.966	356.206	905.172	301.724
29.00	50	17.01	49.01	40	54.686	554.549	364.820	919.369	306.456
29.25	50	17.31	49.41	40	55.157	559.015	373.429	932.444	310.815
29.50	50	17.60	49.70	40	55.629	562.365	382.033	944.397	314.799
29.75	50	17.89	49.90	40	56.100	564.536	390.631	955.167	318.389
30.00	50	18.17	50.00	40	56.571	565.714	399.226	964.940	321.647
30.25	50	18.45	50.00	40	57.043	565.714	407.815	973.529	324.510
30.50	50	18.72	50.00	40	57.514	565.714	416.400	982.114	327.371
30.75	50	18.99	50.00	40	57.986	565.714	424.981	990.695	330.232
31.00	50	19.25	50.00	40	58.457	565.714	433.557	999.271	333.090
31.25	50	19.51	50.00	40	58.929	565.714	442.129	1007.844	335.948
31.50	50	19.76	50.00	40	59.400	565.714	450.698	1016.412	338.804
31.75	50	20.01	50.00	40	59.871	565.714	459.262	1024.976	341.659

8.1.2 Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi direncanakan terdiri dari 2 tipe dengan menggunakan tiang pancang berdiameter Ø60 cm.

a. Pondasi tipe 1 (P1)

Beban – beban maksimum yang bekerja pada pondasi ini adalah sebagai berikut :

$$P = 589752 \text{ kg}$$

$$M_x = 74378,4 \text{ kgm}$$

$$M_y = 29512,9 \text{ kgm}$$

$$V_x = 21944,1 \text{ kg}$$

$$V_y = 7941,3 \text{ kg}$$

Jarak antar tiang pancang dalam satu kelompok direncanakan sebagai berikut:

- Untuk jarak ke tepi pondasi

$$1.5 D \leq S_1 \leq 2 D$$

$$1.5 \times 60 \leq S_1 \leq 2 \times 60$$

$$90 \leq S_1 \leq 120$$

Pakai $S_1 = 90 \text{ cm}$

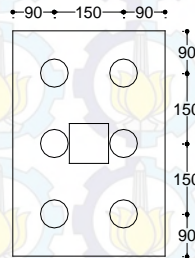
- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$2.5 D \leq S \leq 3 D$$

$$2.5 \times 60 \leq S \leq 3 \times 60$$

$$150 \leq S \leq 180$$

Pakai $S = 150 \text{ cm}$



Gambar 8.1 Denah Pondasi P1

Dimensi poer : 480 cm x 330 cm x 125 cm

$$Q_{l\text{group}} = P_{\text{ijin 1 tiang}} \times n \times C_e$$

Untuk menghitung nilai efisiensi tiang pancang kelompok dihitung berdasarkan perumusan *Converse Labarre* :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{D}{S}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 60 cm

S = jarak antar tiang pancang = 150 cm

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 2

n = jumlah baris tiang pancang = 3

Sehingga :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{60}{150}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) = 0.717$$

Maka :

$$\begin{aligned} Q_{l\text{group}} &= P_{\text{ijin 1 tiang}} \times n \times C_e \\ &= 227167 \times 6 \times 0.717 \\ &= 977272.43 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 589752 \text{ kg} \\ \text{b. Berat Poer} &= 4.8 \times 3.3 \times 1.25 \times 2400 = 47520 \text{ kg} + \\ \text{Berat total} &= 637272 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Q_{l\text{group}} = 977272.43 \text{ kg} > 637272 \text{ kg} \dots\dots \text{Ok}$$

b. Pondasi tipe 2 (P2)

Beban – beban maksimum yang bekerja pada pondasi ini adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P &= 840732 \text{ kg} \\ M_x &= 98746,7 \text{ kgm} \\ M_y &= 25449 \text{ kgm} \\ V_x &= 31985 \text{ kg} \\ V_y &= 7449,3 \text{ kg} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang pancang dalam satu kelompok direncanakan sebagai berikut:

- Untuk jarak ke tepi pondasi

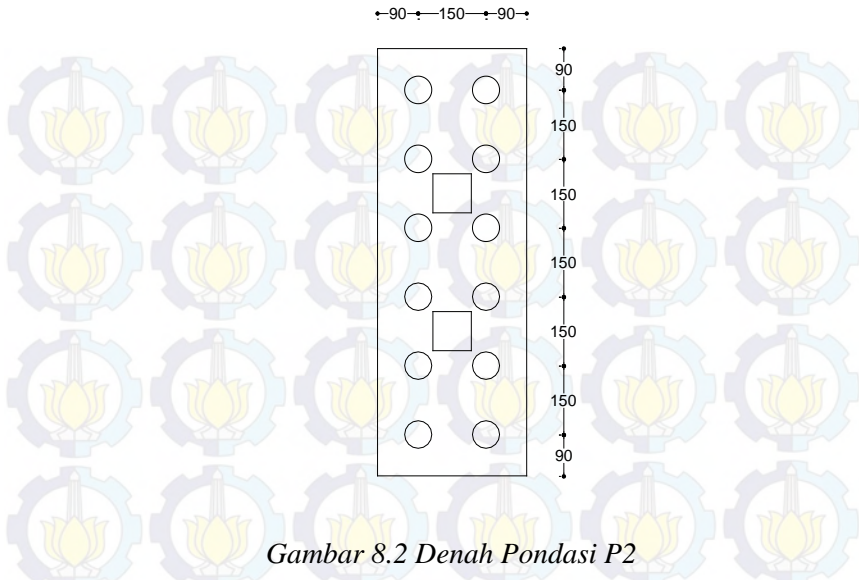
$$\begin{aligned} 1.5 D &\leq S_1 \leq 2 D \\ 1.5 \times 60 &\leq S_1 \leq 2 \times 60 \\ 90 &\leq S_1 \leq 120 \end{aligned}$$

Pakai $S_1 = 90 \text{ cm}$

- Untuk jarak antar tiang pancang :

$$\begin{aligned} 2.5 D &\leq S \leq 3 D \\ 2.5 \times 60 &\leq S \leq 3 \times 60 \\ 150 &\leq S \leq 180 \end{aligned}$$

Pakai $S = 150 \text{ cm}$



Gambar 8.2 Denah Pondasi P2

Dimensi poer : 930 cm x 330 cm x 125 cm

$$Q_{l\text{group}} = P_{\text{ijin 1 tiang}} \times n \times C_e$$

Untuk menghitung nilai efisiensi tiang pancang kelompok dihitung berdasarkan perumusan *Converse Labarre* :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{D}{S}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang = 60 cm

S = jarak antar tiang pancang = 150 cm

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 2

n = jumlah baris tiang pancang = 6

Sehingga :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{60}{150}\right)}{90^\circ} \left(2 - \frac{1}{2} - \frac{1}{6}\right) = 0.703$$

Maka :

$$\begin{aligned} Q_{l\text{group}} &= P_{\text{ijin 1 tiang}} \times n \times C_e \\ &= 227167 \times 12 \times 0.703 \\ &= 1916380.81 \text{ kg} \end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok

$$\begin{aligned} \text{a. Reaksi kolom} &= 2 \times 840732 &= 1681464 \text{ kg} \\ \text{b. Berat Poer} &= 9.3 \times 3.3 \times 1.25 \times 2400 &= \frac{92070}{\text{kg}} + \\ &\text{Berat total} &= 1773534 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$Q_{l\text{group}} = 1916380.81 \text{ kg} > 1773534 \text{ kg} \dots\dots \text{Ok}$$

8.1.3 Repartisi beban – beban diatas tiang kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (P_v) yang bekerja pada sebuah tiang adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times y_{\max}}{\sum y^2}$$

Dimana :

P = Beban vertikal ekivalen

V = Beban vertikal dari kolom

n = banyaknya tiang dalam group

M_x = momen terhadap sumbu x

M_y = momen terhadap sumbu y

x_{\max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{\max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum x^2$ = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum y^2$ = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

a. Pondasi tipe 1 (P1)

Untuk pondasi tipe 1 diperoleh gaya – gaya yang bekerja sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V &= 637272 \text{ kg} \\
 M_x &= 98746,7 + (7941,3 \times 1.25) = 84905,025 \text{ kgm} \\
 M_y &= 29512,9 + (21944,1 \times 1.25) = 56943 \text{ kgm} \\
 n &= 6 \\
 X_{\max} &= 0.75 \text{ m} \\
 Y_{\max} &= 1.5 \text{ m} \\
 \sum X^2 &= 6 \times 0.75^2 = 3.375 \text{ m}^2 \\
 \sum Y^2 &= 4 \times 1.5^2 = 9 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Maka :

$$\begin{aligned}
 P_v &= \frac{637272}{6} \pm \frac{56943 \times 0.75}{3.375} \pm \frac{84905,025 \times 1.5}{9} \\
 P_{\min} &= 106212 - 12654 - 14150,84 \\
 &= 79407,16 \text{ kg} > 0 \text{ kg} \dots\dots \text{Ok} \\
 P_{\max} &= 106212 + 12654 + 14150,84 \\
 &= 133016,84 \text{ kg} \\
 &= 133 \text{ ton} < P_{\text{ijin 1 tiang}} = 227.167 \text{ ton} \dots\dots \text{Ok}
 \end{aligned}$$

b. Pondasi tipe 2 (P2)

Untuk pondasi tipe 1 diperoleh gaya – gaya yang bekerja sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V &= 1773534 \text{ kg} \\
 M_x &= 2 \times 98746,7 + (2 \times 7449,3 \times 1.25) = 215576.65 \text{ kgm} \\
 M_y &= 2 \times 25449 + (2 \times 21944,1 \times 1.25) = 105758,25 \text{ kgm} \\
 n &= 12 \\
 X_{\max} &= 0.75 \text{ m} \\
 Y_{\max} &= 3.75 \text{ m} \\
 \sum X^2 &= 12 \times 0.75^2 = 6.75 \text{ m}^2 \\
 \sum Y^2 &= (4 \times 0.75^2) + (4 \times 2.25^2) + (4 \times 3.75^2) = 78.75 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Maka :

$$P_v = \frac{1773534}{12} \pm \frac{105758,25 \times 0,75}{6,75} \pm \frac{215576,65 \times 3,75}{78,75}$$

$$P_{min} = 147794,5 - 11750,92 - 10265,55 \\ = 125778 \text{ kg} > 0 \text{ kg} \dots\dots \text{Ok}$$

$$P_{max} = 147794,5 + 11750,92 + 10265,55 \\ = 169810,97 \text{ kg} \\ = 169,8 \text{ ton} < P_{ijin \text{ 1 tiang}} = 227,167 \text{ ton} \dots\dots \text{Ok}$$

8.2 Perancangan Poer

Poer dirancang untuk meneruskan gaya dari struktur atas ke pondasi tiang pancang. Oleh karena itu poer harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perancangan poer :

$$\text{Dimensi kolom} = 800 \times 800 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter tulangan } 32 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif (d) :}$$

$$dx = 2000 - 50 - \frac{1}{2} \times 32 = 1934 \text{ mm}$$

$$dy = 2000 - 50 - 32 - \frac{1}{2} \times 32 = 1902 \text{ mm}$$

8.2.1 Kontrol Geser Pons Pada Poer

Dalam merencanakan poer harus dipenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang disyaratkan pada SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2. Kuat geser diambil nilai terkecil dari:

$$\phi V_{c1} = \phi \left(1 + \frac{2}{\beta c} \right) \frac{\sqrt{f'c} b_o d}{6}$$

$$\phi V_{c2} = \phi \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} b_o d}{12}$$

$$\phi V_{c3} = \phi \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$b_o = 2(b_k + d) + 2(h_k + d)$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

a. Pondasi tipe 1 (P1)

Data – data perencanaan untuk poer pada pondasi tipe 1 ini adalah sebagai berikut :

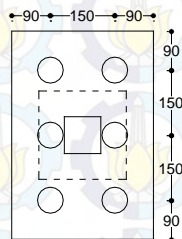
$$P_u = 693198,7 \text{ kg}$$

$$P_{\max} \text{ (1 tiang)} = 227167 \text{ kg}$$

$$\sum \text{tiang pancang tiap group} = 6$$

$$\text{Dimensi poer} = 4.8 \times 3.3 \times 2 \text{ m}^3$$

Akibat kolom



Gambar 8.3 Geser Ponds Akibat Kolom pada P1

$$\beta_c = \frac{800}{800} = 1$$

$$b_o = 2(800 + 1934) + 2(800 + 1934) = 10936 \text{ mm}$$

Maka batas geser pons :

$$\phi V_{c1} = 0.6x \left(1 + \frac{2}{1} \right) \frac{\sqrt{30}x10936x1934}{6} = 34753365,3N = 3475,3t$$

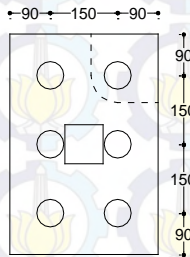
$$\phi V_{c2} = 0.6x \left(\frac{40x1934}{10936} + 2 \right) \frac{\sqrt{30}x10936x1934}{12} = 53193579N = 5319,3t$$

$$\phi V_{c3} = 0.6x \frac{1}{3} \sqrt{30}x10936x1934 = 23168909,6N = 2316,9t$$

(menentukan)

$P_u = 2316,9 \text{ ton} < \phi V_c = 2316,9 \text{ ton} \dots \text{Ok}$

Akibat tiang pancang



Gambar 8.4 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang pada P1

$$\beta_c = \frac{600}{600} = 1$$

$$b_o = (0.25 \times \pi \times 1934) + (2 \times 900) = 3318,2 \text{ mm}$$

Maka batas geser pons :

$$\phi V_{c1} = 0.6x \left(1 + \frac{2}{1} \right) \frac{\sqrt{30}x3318,2x1934}{6} = 10544862N = 1054,5t$$

$$\phi V_{c2} = 0.6x \left(\frac{40x1934}{3318,2} + 2 \right) \frac{\sqrt{30}x3318,2x1934}{12} = 44488501,2N = 4448,85t$$

$$\phi V_{c3} = 0.6x \frac{1}{3} \sqrt{30}x3318,2x1934 = 7029908,2N = 703t$$

(menentukan)

$$P_u = 227.2 \text{ ton} < \phi V_c = 703 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

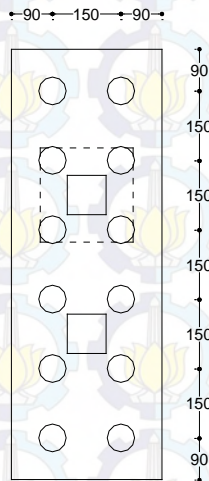
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds.

b. Pondasi tipe 2 (P2)

Data – data perencanaan untuk poer pada pondasi tipe 2 ini adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} P_u &= 987045 \text{ kg} \\ P_{\max} \text{ (1 tiang)} &= 227167 \text{ kg} \\ \sum \text{tiang pancang tiap group} &= 12 \\ \text{Dimensi poer2} &= 9.3 \times 3.3 \times 2 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Akibat kolom



Gambar 8.5 Geser Ponds Akibat Kolom pada P2

$$\beta_c = \frac{800}{800} = 1$$

$$b_o = 2 (800 + 1934) + 2 (800 + 1934) = 10936 \text{ mm}$$

Maka batas geser pons :

$$\phi V_{c1} = 0.6x \left(1 + \frac{2}{1} \right) \frac{\sqrt{30}x10936x1934}{6} = 34753364,3N = 3475,3t$$

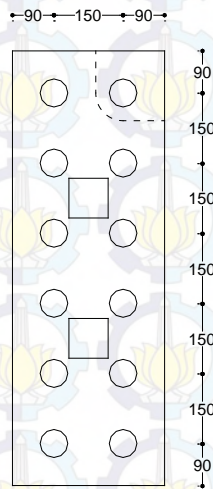
$$\phi V_{c2} = 0.6x \left(\frac{40x1934}{10936} + 2 \right) \frac{\sqrt{30}x10936x1934}{12} = 52558001,9N = 5255,8t$$

$$\phi V_{c3} = 0.6x \frac{1}{3} \sqrt{30}x10936x1934 = 23168909N = 2316,9t$$

(menentukan)

$$P_u = 987,1 \text{ ton} < \phi V_c = 2316,9 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

Akibat tiang pancang



Gambar 8.6 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang pada P2

$$\beta_c = \frac{600}{600} = 1$$

$$b_o = (0.25 \times \pi \times 1934) + (2 \times 900) = 3318,2 \text{ mm}$$

Maka batas geser pons :

$$\phi V_{c1} = 0.6x \left(1 + \frac{2}{1} \right) \frac{\sqrt{30}x3318,2x1934}{6} = 10544862,2N = 1054,5t$$

$$\phi V_{c2} = 0.6x \left(\frac{40x1934}{3318,2} + 2 \right) \frac{\sqrt{30}x3318,2x1934}{12} = 44488501,2N = 4448,85t$$

$$\phi V_{c3} = 0.6x \frac{1}{3} \sqrt{30}x3318,2x1934 = 7029908,2N = 703t$$

(menentukan)

$$P_u = 227.2 \text{ ton} < \phi V_c = 703 \text{ ton} \dots \text{Ok}$$

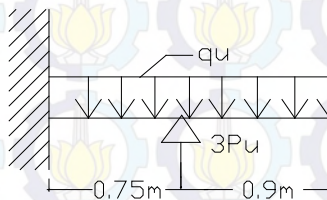
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser ponds.

8.2.2 Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer.

a. Pondasi tipe 1 (P1)

Penulangan arah-x



Gambar 8.7 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-x untuk P1

Penulangan lentur :

$$P_u = 1.4 \times 227.167 = 318.04 \text{ ton}$$

$$q_u = 1.4 \times 4.8 \times 2 \times 2.4 = 32.256 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} Mu &= (3 \times 318.04 \times 0.75) - (1/2 \times 32.256 \times 1.65^2) \\ &= 671.7 \text{ tm} \\ &= 671,7 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad (\text{untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.032 \\ &= 0.024 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 x f_c'} = \frac{400}{0.85 x 30} = 15.68$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d_x^2} = \frac{671,7 \times 10^7}{0.8 \times 4800 \times 1934^2} = 0.46 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.68 \times 0.46}{400}} \right) \\ &= 0.0016 < \rho_{min} = 0.0018 \end{aligned}$$

Pakai $\rho_{min} = 0.0018$

$$As_{perlu} = \rho \times b \times d_x = 0.0018 \times 4800 \times 1934 = 16709,8 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$n = \frac{16709,8}{0.25 \times \pi \times 32^2} = 20,8 \approx 21 \text{ buah}$$

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{4800 - (2 \times 50)}{21 - 1} = 235 \text{ mm} \approx 230 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D32 – 230 ($A_{s_{\text{terpasang}}} = 16880,6 \text{ mm}^2$)

Penulangan samping :

$$A_s \text{ tulangan samping} = 20\% \times A_s \text{ tulangan lentur} \\ = 3376,1 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

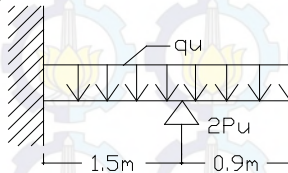
$$n = \frac{3376,1}{0,25 \times \pi \times 28^2} = 5,48 \approx 6 \text{ buah}$$

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{2000 - (2 \times 50)}{6 - 1} = 380 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D28 – 380 ($A_{s_{\text{terpasang}}} = 3694,51 \text{ mm}^2$)

Penulangan arah-y



Gambar 8.8 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-y untuk P1

Penulangan lentur :

$$P_u = 1,4 \times 227,167 = 318,04 \text{ ton}$$

$$q_u = 1,4 \times 4,8 \times 2 \times 2,4 = 32,256 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$M_u = (2 \times 318,04 \times 1,5) - (1/2 \times 32,256 \times 2,4^2) \\ = 861,24 \text{ tm} \\ = 861,24 \times 10^7 \text{ Nmm}$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad (\text{untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.032\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.032 \\ &= 0.024 \\ \rho_{min} &= 0.0018\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d_y^2} = \frac{861,24 \times 10^7}{0.8 \times 3300 \times 1934^2} = 0.872 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xm \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.68 \times 0.872}{400}} \right) \\ &= 0.000762 > \rho_{min} = 0.0018\end{aligned}$$

Pakai $\rho_{min} = 0.0018$

$$A_{s_{perlu}} = \rho \times b \times d_y = 0.0018 \times 3300 \times 1902 = 11297,9 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$n = \frac{11297,9}{0.25 \times \pi \times 32^2} = 14.05 \approx 15 \text{ buah}$$

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{3300 - (2 \times 50)}{15 - 1} = 228 \text{ mm} \approx 220 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D28 – 220 ($A_{s_{terpasang}} = 12057,6 \text{ mm}^2$)

Penulangan samping :

$$\begin{aligned}A_s \text{ tulangan samping} &= 20\% \times A_s \text{ tulangan lentur} \\ &= 2411,52 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah tulangan :

$$n = \frac{2411,52}{0,25 \times \pi \times 28^2} = 3,91 \approx 4 \text{ buah}$$

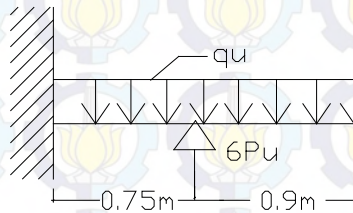
Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{2000 - (2 \times 50)}{4 - 1} = 633 \text{ mm} \approx 630 \text{ mm}$$

Maka digunakan tulangan D28– 630 ($A_{s_{\text{terpasang}}} = 2463,1 \text{ mm}^2$)

b. Pondasi tipe 2 (P2)

Penulangan arah-x



Gambar 8.9 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-x untuk P2

Penulangan lentur :

$$P_u = 1,4 \times 227,167 = 318,04 \text{ ton}$$

$$q_u = 1,4 \times 9,3 \times 2 \times 2,4 = 62,5 \text{ ton/m}$$

Momen momen yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_u &= (6 \times 318,04 \times 0,75) - (1/2 \times 62,5 \times 1,65^2) \\ &= 1346,1 \text{ tm} \\ &= 1346,1 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad (\text{untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa})$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.032$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.032 \\ &= 0.024\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0.0018$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 x f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 30} = 15.68$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d_x^2} = \frac{1346,1 \times 10^7}{0.8 \times 9300 \times 1186^2} = 0.484 N / mm^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.68 \times 0.484}{400}} \right) \\ &= 0.0012 > \rho_{\min} = 0.0018\end{aligned}$$

Pakai $\rho_{\min} = 0.0018$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho \times b \times d_x = 0.00339 \times 9300 \times 1934 = 21973.77 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$n = \frac{21973.77}{0.25 \times \pi \times 32^2} = 27.34 \approx 28 \text{ buah}$$

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{9300 - (2 \times 50)}{28 - 1} = 340,7 \text{ mm} \approx 340 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D32 – 340 ($A_{s_{\text{terpasang}}} = 22507,52 \text{ mm}^2$)

Penulangan samping :

$$\begin{aligned}A_s \text{ tulangan samping} &= 20\% \times A_s \text{ tulangan lentur} \\ &= 4501,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jumlah tulangan :

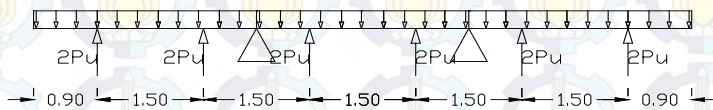
$$n = \frac{4501,5}{0.25 \times \pi \times 28^2} = 7.31 \approx 8 \text{ buah}$$

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{2000 - (2 \times 50)}{8 - 1} = 271 \text{ mm} \approx 270 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D28 – 270 ($A_{s \text{ terpasang}} = 4823.04 \text{ mm}^2$)

Penulangan arah-y

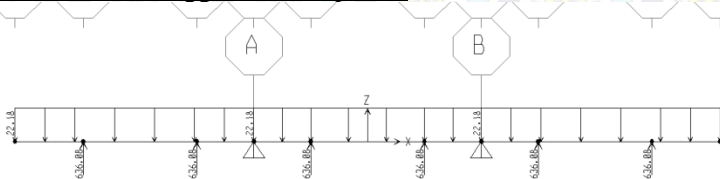


Gambar 8.11 Analisa Poer Sebagai Balok Kantilever pada arah-y(lihat kiri) untuk P2

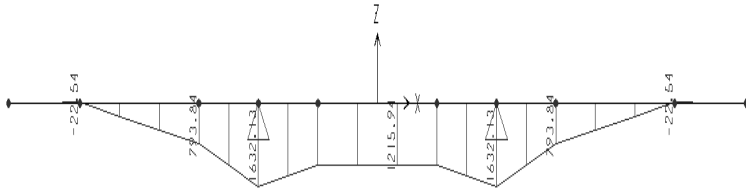
$$P_u = 1.4 \times 227.167 = 318.04 \text{ ton}$$

$$q_u = 1.4 \times 3.3 \times 2 \times 2.4 = 22,18 \text{ ton/m}$$

Dimodelkan menggunakan Sap2000



Hasilnya diperoleh momen :



Dari sap2000 momen momen yang bekerja diperoleh :

$$\begin{aligned} Mu &= 1632,13 \text{ ton} \\ &= 1632,13 \times 10^7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad (\text{untuk } f_c' \leq 30 \text{ MPa})$$

$$\begin{aligned} \rho_{balance} &= \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 0.85 \times 30}{400} \left(\frac{600}{600 + 400} \right) = 0.032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.032 \\ &= 0.024 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d_y^2} = \frac{1632,13 \times 10^7}{0.8 \times 3300 \times 1934^2} = 1.653 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15.68} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.68 \times 1.653}{400}} \right) \\ &= 0.0004 \rho_{min} = 0.0018 \end{aligned}$$

Pakai $\rho = 0.0018$

$$AS_{perlu} = \rho \times b \times d_y = 0.0018 \times 3300 \times 1902 = 11297,9 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$n = \frac{11297,9}{0,25 \times \pi \times 32^2} = 14,04 \approx 15 \text{ buah}$$

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{3300 - (2 \times 50)}{15 - 1} = 228,6 \text{ mm} \approx 220 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D32 – 220 ($A_{s\text{terpasang}} = 12063,71 \text{ mm}^2$)

Penulangan samping :

$$A_s \text{ tulangan samping} = 20\% \times A_s \text{ tulangan lentur} \\ = 2412,743 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$n = \frac{2412,743}{0,25 \times \pi \times 28^2} = 3,92 \approx 4 \text{ buah}$$

Jarak Pemasangan Tulangan :

$$S = \frac{2000 - (2 \times 50)}{4 - 1} = 633 \text{ mm} \approx 630 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D28– 630 ($A_{s\text{terpasang}} = 8846 \text{ mm}^2$)

8.3 Perancangan Sloof

Struktur sloof dalam hal ini digunakan dengan tujuan agar terjadi penurunan secara bersamaan pada pondasi atau dalam kata lain sloof mempunyai fungsi sebagai pengaku yang menghubungkan antar pondasi yang satu dengan yang lainnya. Adapun beban – beban yang ditimpakan ke sloof meliputi : berat sendiri sloof, berat dinding pada lantai paling bawah, beban aksial tekan atau tarik yang berasal dari 10% beban aksial kolom.

Data – data perancangan :

$$P_u = 987045 \text{ kg} = 9870450 \text{ N}$$

$$\text{Dimensi sloof} : b = 500 \text{ mm}$$

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$A_g = 350000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu bahan} : f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

Selimut Beton = 50 mm

Tulangan utama D 28

Tulangan sengkang = Ø12

Tinggi efektif (d) = $700 - (50 + 12 + \frac{1}{2} \times 28) = 624 \text{ mm}$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{r_{ijin}} = 0.7\sqrt{f_c'} = 0.7\sqrt{30} = 3.834 \text{ MPa}$$

$$P_u = 10\% P_{u_{kolom}} = 10\% \times 9870450 \text{ N} = 987045 \text{ N}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{987045}{0.8 \times 500 \times 700} = 3.52 \text{ MPa} < f_{r_{ijin}}$$

Penulangan Lentur

Penulangan sloof didasarkan atas kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya diidealisasikan seperti penulangannya pada kolom.

Beban-beban yang terjadi pada sloof :

- Beban aksial :

$$P_u = 9870450 \text{ N}$$

- Beban merata :

$$\text{- Berat sendiri sloof : } 0.5 \times 0.7 \times 2400 = 840 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Berat dinding : } 3.5 \times 450 = 1575 \text{ kg/m} +$$

$$q = 2415 \text{ kg/m}$$

$$q_u = 1.4 \times 2415 = 3381 \text{ kg/m}$$

Panjang sloof = (bentang – lebar poer) + daerah penjepitan

$$= (8 - 3.3) + 0.4 = 5.1 \text{ m}$$

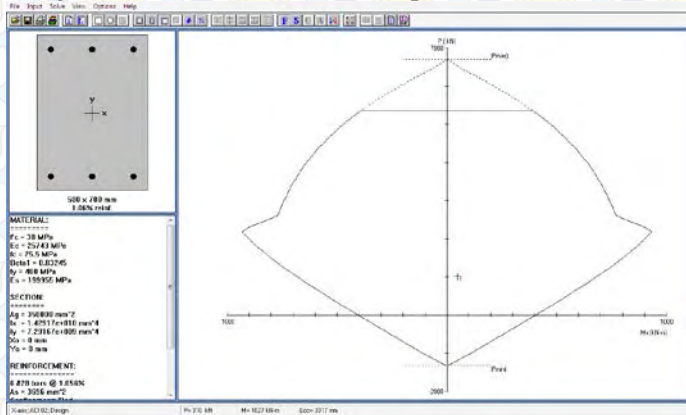
Gaya yang bekerja :

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 3381 \times 5.1$$

$$\begin{aligned}
 &= 8621.55 \text{ kg} \\
 &= 86.22 \text{ kN} \\
 \text{Mu} &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\
 &= 1/12 \times 3381 \times 5.1^2 \\
 &= 7328.32 \text{ kgm} \\
 &= 73.28 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Dari diagram interaksi PCACOL, didapat :



Gambar 8.11 Diagram Interaksi Aksial vs Momen Pada Sloof

Dari diagram interaksi, diperoleh ρ tulangan adalah 1.05%. Sehingga di pakai 6 D 28.

Penulangan Geser

Geser yang terjadi :

$$V_u = 65.742 \text{ kN} = 65742 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b_w \times dx \left[1 + \frac{N_u}{14.A_g} \right] \\
 &= 2 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 500 \times 624 \left[1 + \frac{65742}{14 \times 500 \times 700} \right] \\
 &= 577274,054 \text{ N} = 577.27 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.75 \times 577.27 = 432.95 \text{ kN} > V_u = 69.311 \text{ kN}$$

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak perlu tulangan geser. Jadi dipasang tulangan praktis dengan jarak maksimum $\frac{d}{2} = \frac{624}{2} = 312 \text{ mm}$.

Digunakan tulangan geser $\phi 12 - 300$.

KESIMPULAN

Kesimpulan

Dari hasil analisa dan perhitungan pada tugas akhir ini, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Diperoleh struktur sekunder sesuai dengan peraturan yang berlaku meliputi: tangga, pelat lantai, balok lift dan balok anak dengan dimensi sebagai berikut:

Profil balok anak 1 : WF 400x200x8x13

Profil balok anak 2 : WF 350x175x6x9

Profil balok lift

Balok penggantung : WF 300x150x6,5x9

Balok Penumpu : WF 300x150x6,5x9

Profil balok tangga

Utama : WF 125x60x6x8

Penumpu : WF300x150x6,5x9

2. Diperoleh strukture primer sesuai dengan peraturan yang berlaku meliputi: balok induk, dan kolom komposit dengan dimensi sebagai berikut:

Dimensi kolom

- Profil : K 600x200x11x17

- Beton : 800x800

Profil balok induk : WF 450x200x8x12

3. Dilakukan kontrol kekuatan struktur kolom komposit yang meliputi kontrol luas minimum beton pada kolom komposit, perhitungan kuat tekan aksial kolom, perhitungan kuat lentur kolom, dan kontrol kombinasi aksial dan lentur.

4. *Rigid connection* digunakan untuk sambungan antara balok induk dengan kolom(menggunakan sambungan baut dan profil T). *Simple connection* digunakan pada sambungan balok anak dengan balok induk, balok penggantung lift dengan penumpu lift, dan balok penumpu lift dengan balok anak.

5. Struktur bangunan bawah menggunakan pondasi dalam berupa tiang pancang berdiameter 60cm sedalam 26 meter.

Klasifikasi tanah : Tanah sedang

Saran

Perlu dilakukan studi yang lebih mendalam dengan menghitung biaya dan manajemen waktu atau penjadwalan. Sehingga diharapkan perencanaan dapat dilaksanakan mendekati kondisi sesungguhnya di lapangan dan hasil yang diperoleh sesuai dengan tujuan perencanaan yaitu kuat, ekonomi, dan tepat waktu dalam pelaksanaannya.

DAFTAR PUSTAKA

- Amon, Rene., Bruce Knobloch., dan Atanu Mazumder. 1999. **Perencanaan Konstruksi Baja Untuk Insinyur dan Arsitek 2**. Jakarta : PT. Pradinya Paramita.
- Badan Standarisasi Nasional. **SNI 03-1726-2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung**.
- Badan Standarisasi Nasional. **SNI 03-1727-1989 Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung, Pedoman Perencanaan**.
- Badan Standarisasi Nasional. **SNI 03-1729-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung**.
- Badan Standarisasi Nasional. **SNI 03-2847-2002 Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**.
- Bowles, Joseph E. 1991. **Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2**. Jakarta : Erlangga.
- Departemen Pekerjaan Umum. 1983. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983**. Jakarta : DPU.
- Gunawan, Ir, Rudy. 1990. **Tabel Profil Konstruksi Baja**. Yogyakarta : Penerbit Kanisius
- G. Salmon, Charles & John E. Johnson. 1991. **Struktur Baja Desain Dan Prilaku Jilid 1 Edisi Kedua**. Diterjemahkan oleh Ir. Wira M.S.CE. Jakarta : Erlangga
- ILT Learning. 2008. **SAP2000 Versi 10**. Jakarta : Elex Media Komputindo
- Marwan dan Isdarmanu. 2006. **Buku Ajar: Struktur Baja I**. Surabaya: Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
- Suprobo, Priyo. 2000. **Desain Balok Komposit Baja – Beton**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.
- Wahyudi, Herman. 1999. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. Surabaya : Jurusan Teknik Sipil FTSP – ITS.





JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TUGAS AKHIR

**Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tanansari Surabaya
Menggunakan Komposit
Baja-Beton**

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Siebla Dwi Arya Bima
3106100116

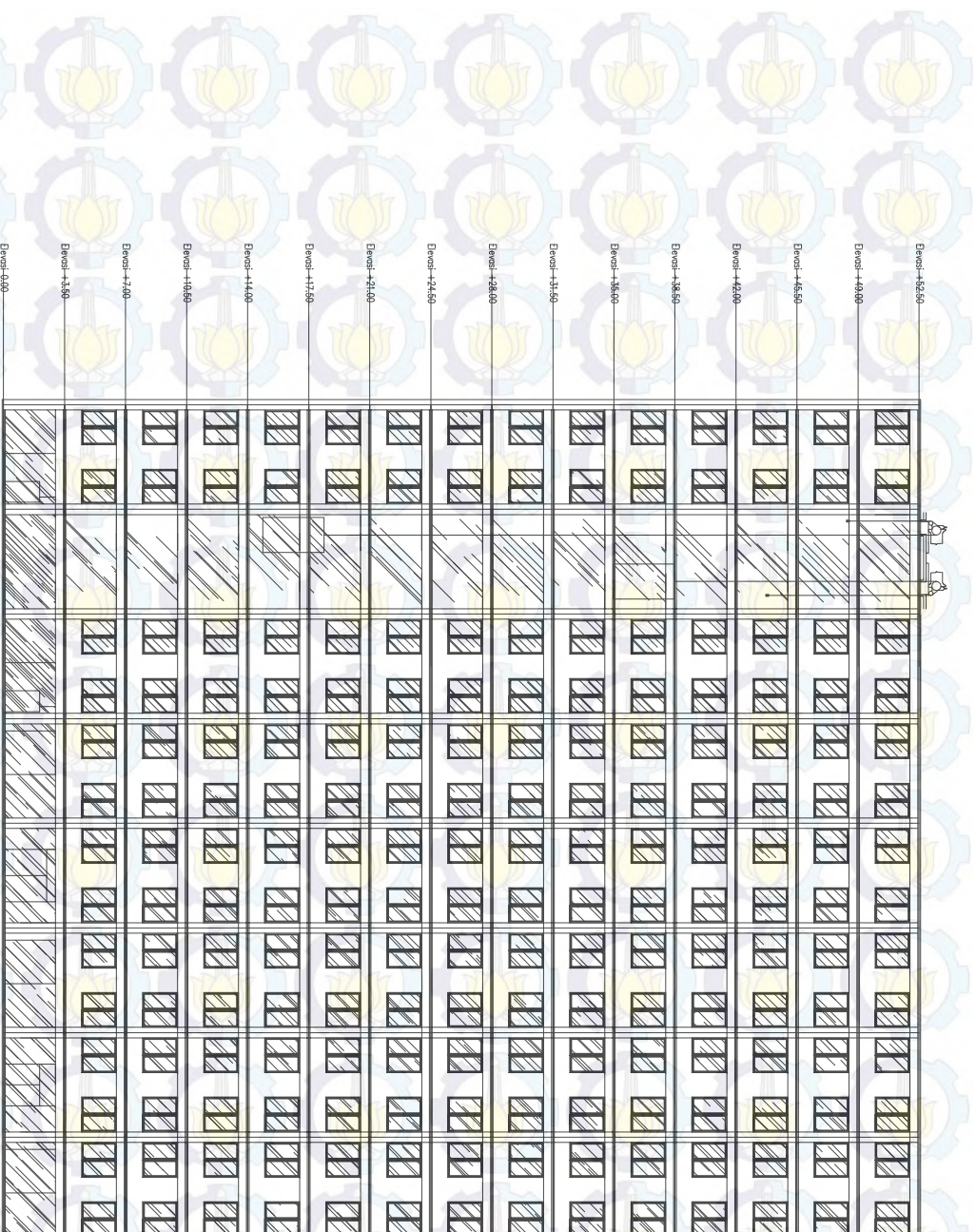
JUDUL GAMBAR

Tampak Depan

NOMOR GAMBAR

1 15

KETERANGAN



Tampak Depan

Skala 1 : 400



**Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tamansari Surabaya
Menggunakan Komposit
Baja-Beton**

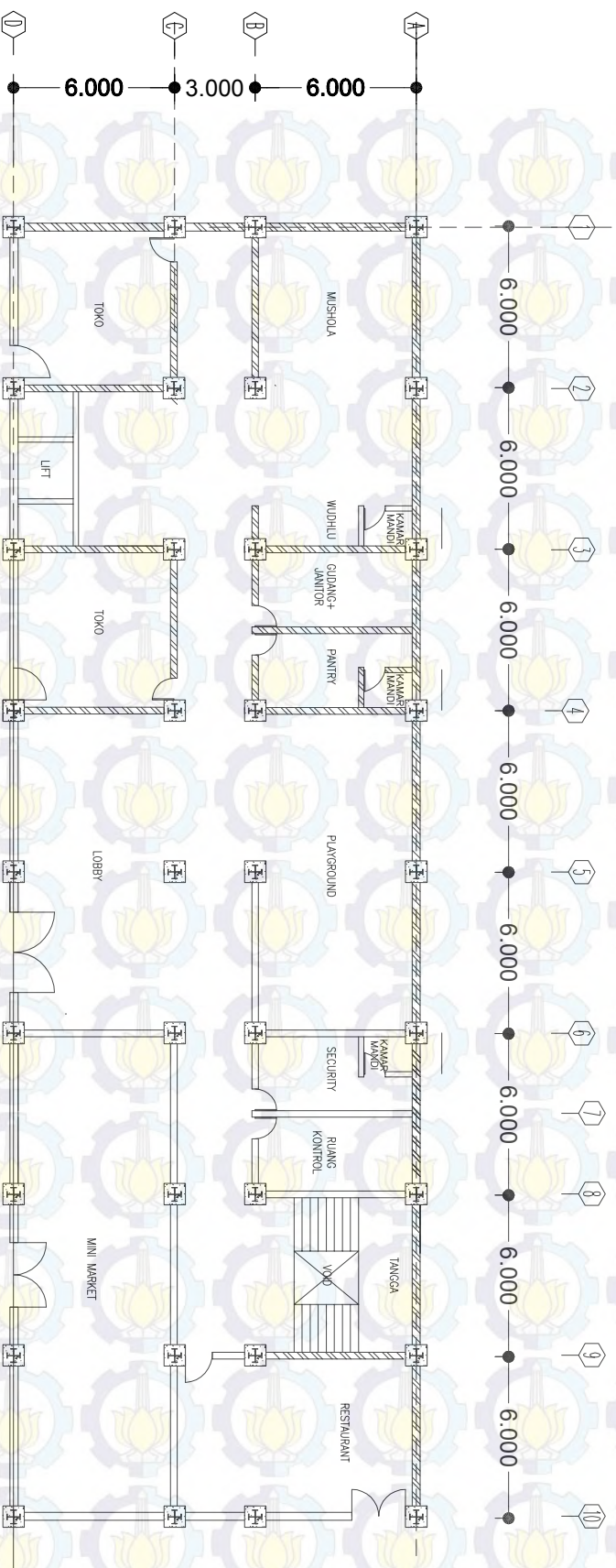
ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

Stebila Dwi Arya Bima
3106100116

Denah Lt. 1

2/15

KETERANGAN



Denah Lt.1

Skala 1 : 300



**JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014**

JUDUL TUGAS AKHIR

**Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tanansari Surabaya
Menggunakan Komposit
Baja-Beton**

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

**Siebla Dwi Arya Bima
3106100116**

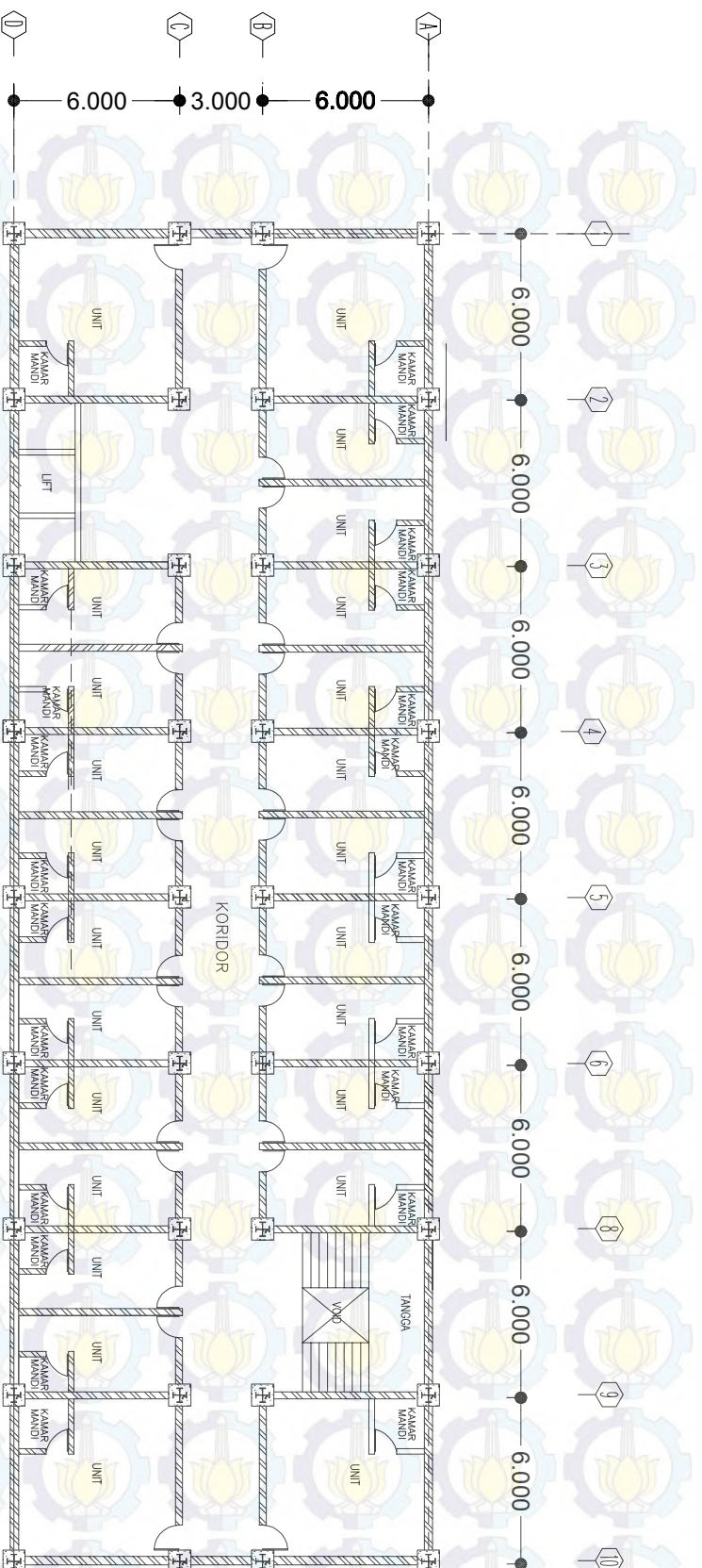
JUDUL GAMBAR

Denah Lt. 2 s/d 15

NOMOR GAMBAR

3 15

KETERANGAN



Denah Lt.2-15

Skala 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TTIGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tanansari Surabaya
Menggunakan Komposit
Beja-Beton

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Stebila Dwi Arya Bima
3106100116

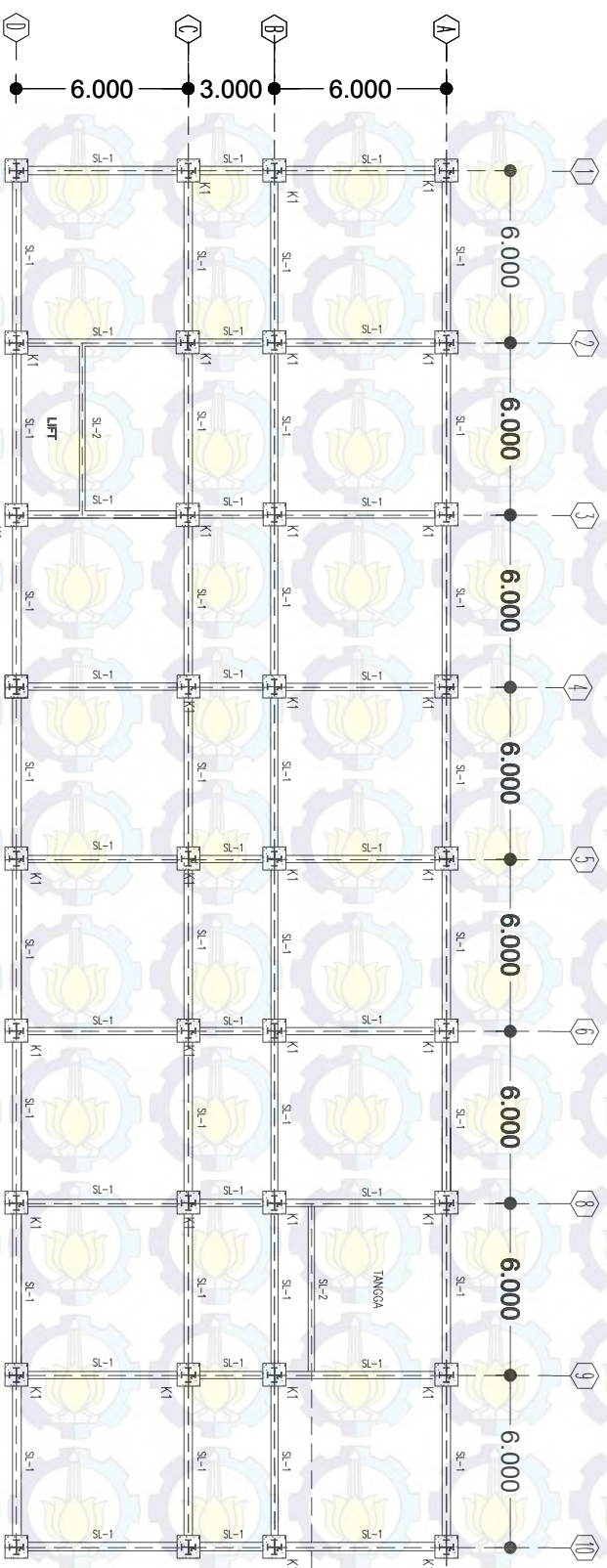
JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan
Lantai 1

NOMOR GAMBAR

4 **15**

KETERANGAN



Keterangan:
SL-1 : Beton 700x500
SL-2 : Beton 400x250

Pembalokan Lt.1

Skala 1 : 300



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TTIGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tanansari Surabaya
Menggunakan Komposit
Baja-Beton

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Stebia Dwi Arya Bima
3106100116

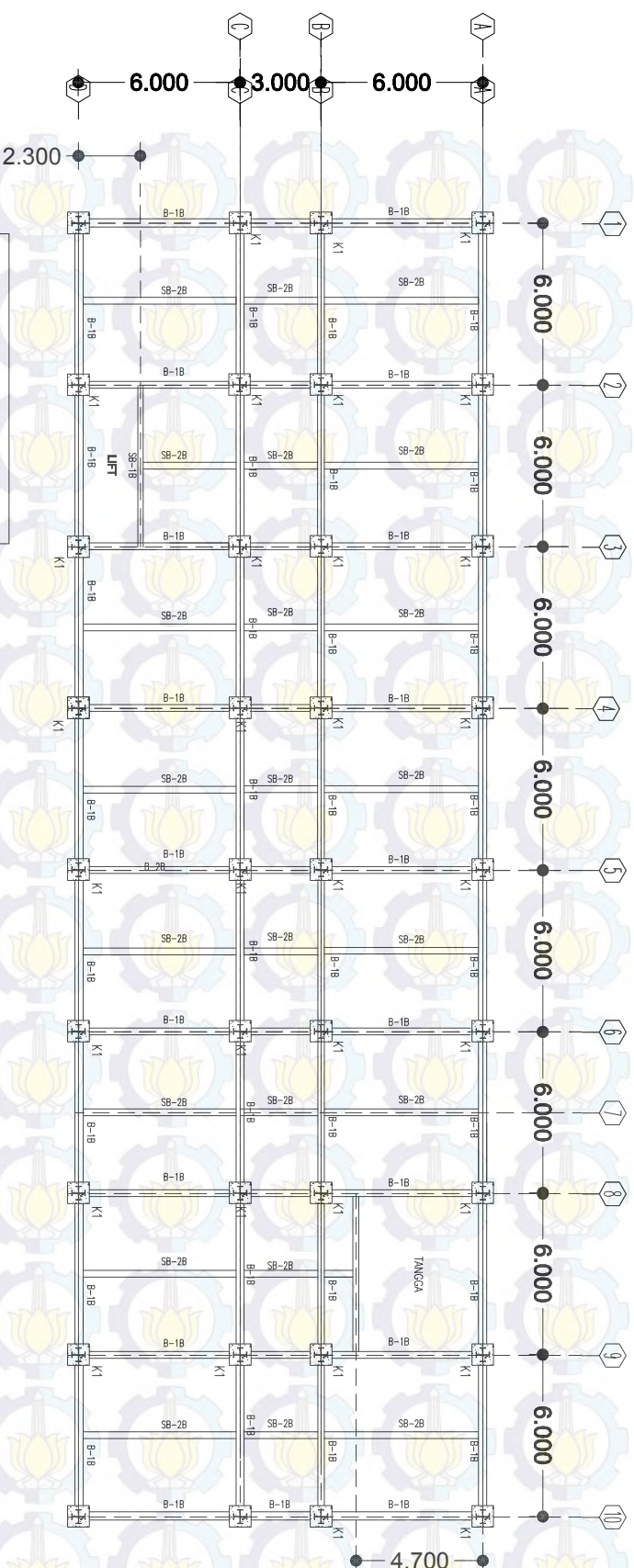
JUDUL GAMBAR

Denah Pembalokan
Lt.2 s/d 14

NOMOR GAMBAR

5
18

KETERANGAN



Keterangan:
B-1B : WF450x200x8x12
SB-1B : WF400x200x8x13
SB-2B : WF350x175x6x9
LB : WF300x150x6,5x9
LB2 : WF300x150x6,5x9
K1 : K600x200x11x17
Beton 800x800

Pembalokan Lt.2-14
Skala 1 : 400



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TTIGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tanansari Surabaya
Menggunakan Komposit
Baja-Beton

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Stebia Dwi Arya Bima
3106100116

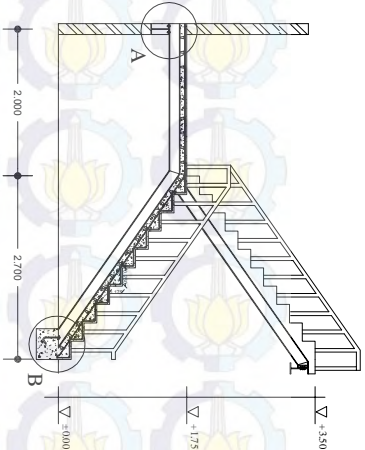
JUDUL GAMBAR

Tangga

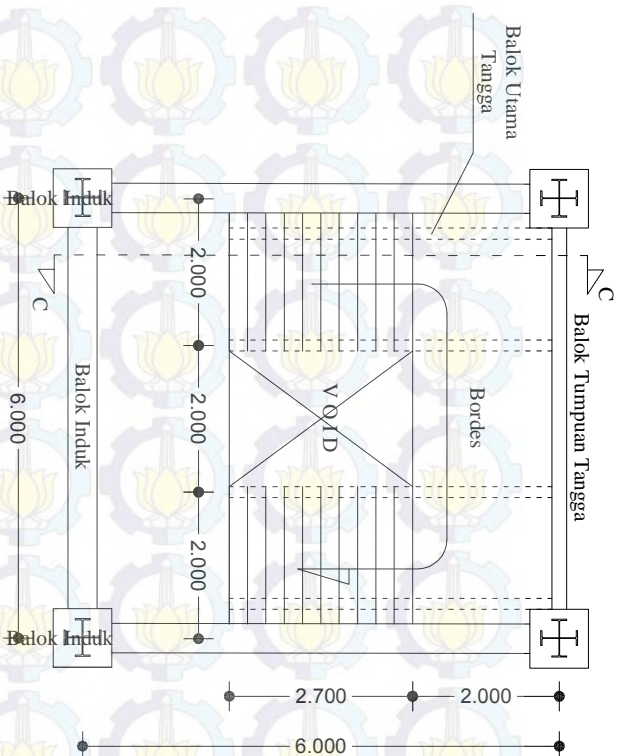
NOMOR GAMBAR

6 15

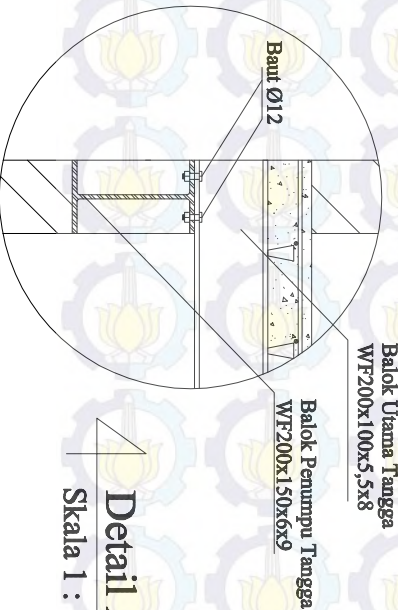
KETERANGAN



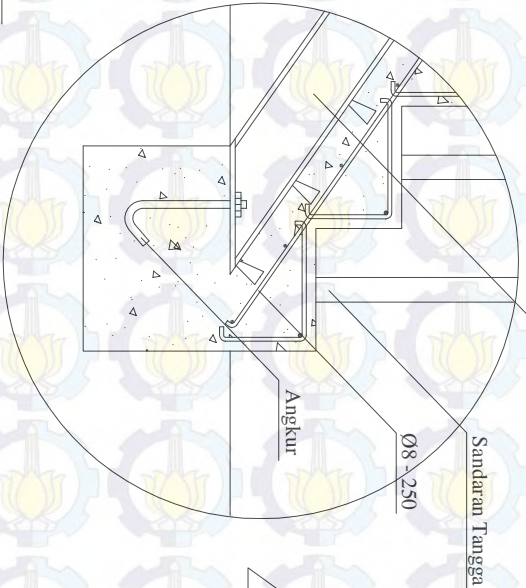
Potongan C - C
Skala 1 : 100



Denah Tangga
Skala 1 : 100



Detail A
Skala 1 : 15



Detail B
Skala 1 : 15



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tamansari Surabaya
Menggunakan Struktur
Komposit Baja-Beton

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Stebia Dwi Arya Bina
3106100116

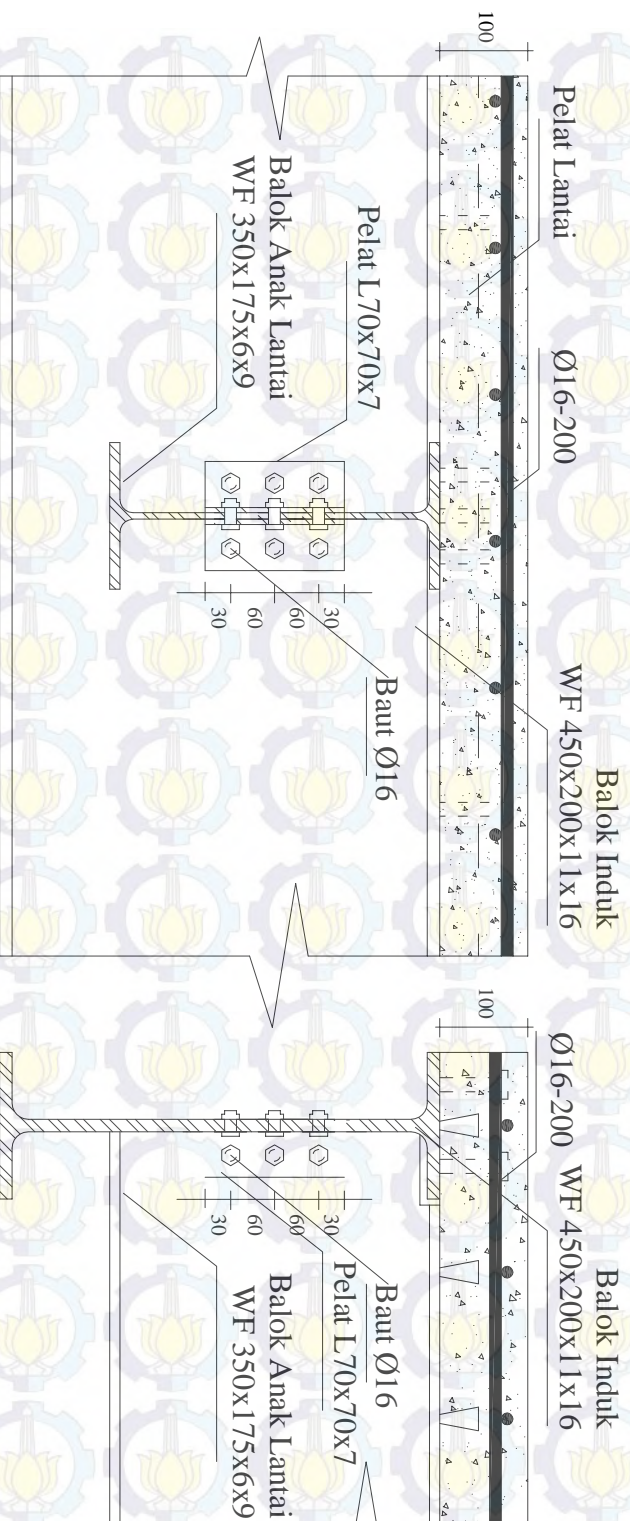
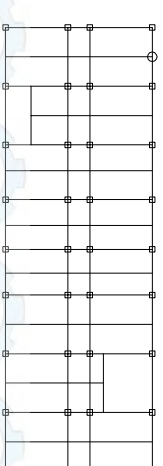
JUDUL GAMBAR

Sambungan SB-2B
dengan B-1B

NOMOR GAMBAR

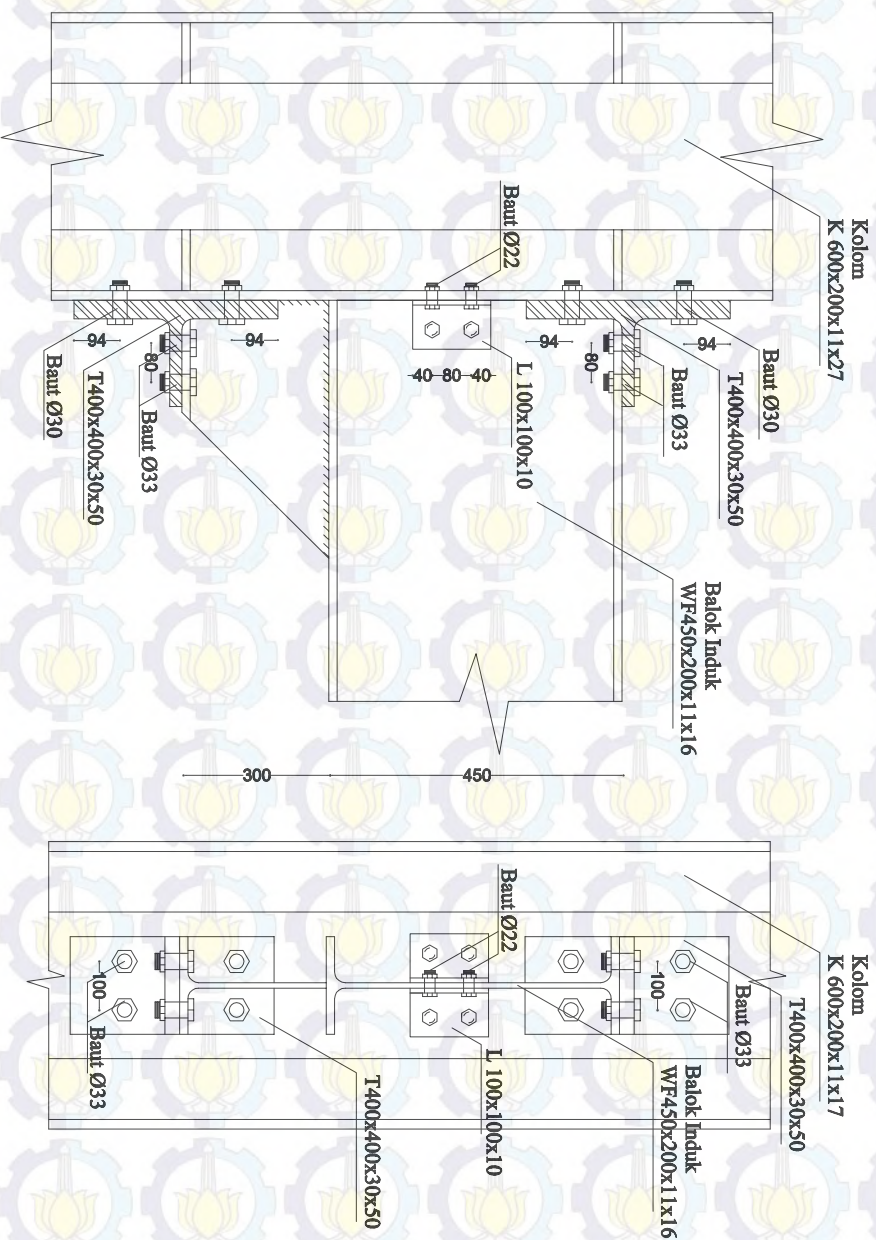
7 **15**

KETERANGAN



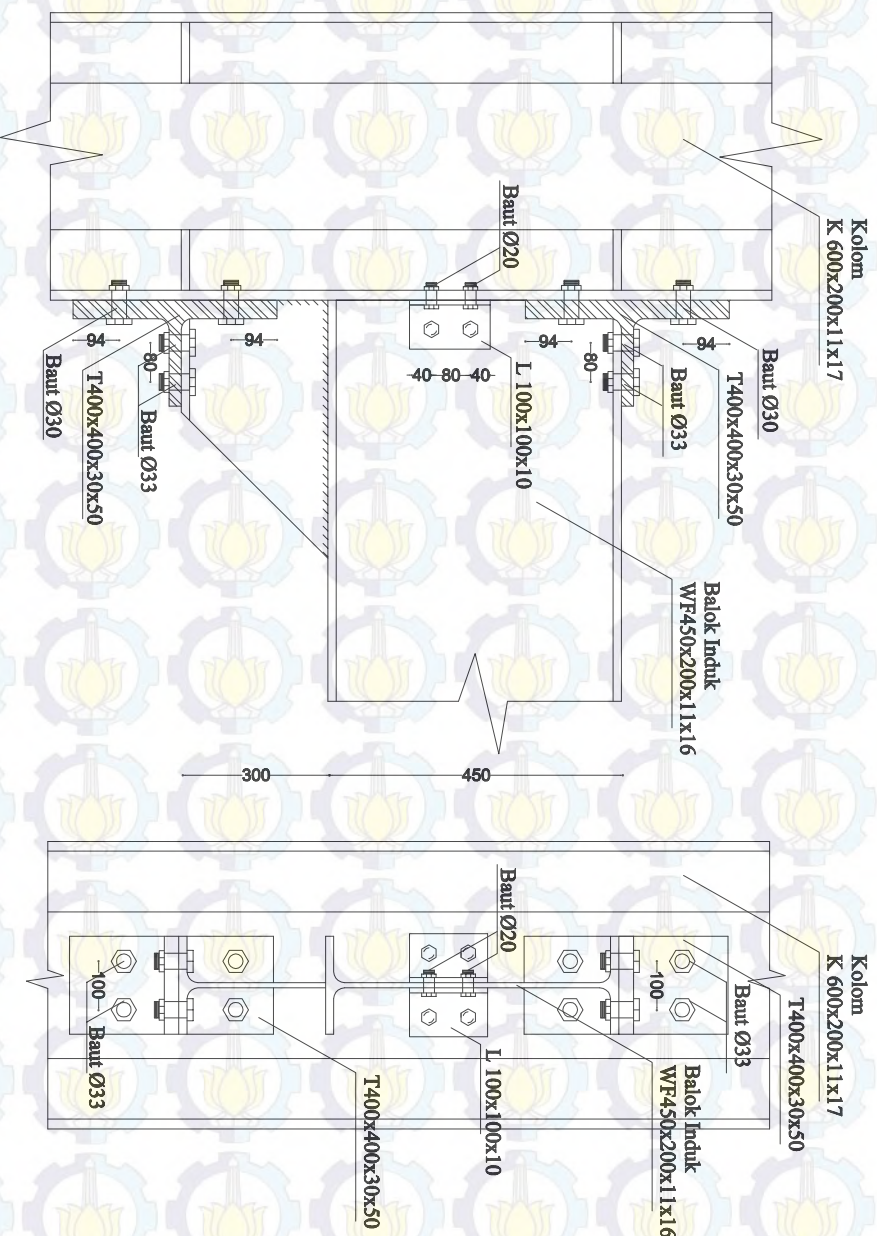
Sambungan Balok Anak
Lantai dengan Balok Induk

Skala 1 : 10



Sambungan Balok Induk Melintang dengan Kolom

Skala 1 : 15



Skala 1 : 15



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2011

JUDUL TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tamansari Surabaya
Menggunakan Struktur
Komposit Baja-Beton

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH VAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Siebla Dwi Arya Bima
3106100116

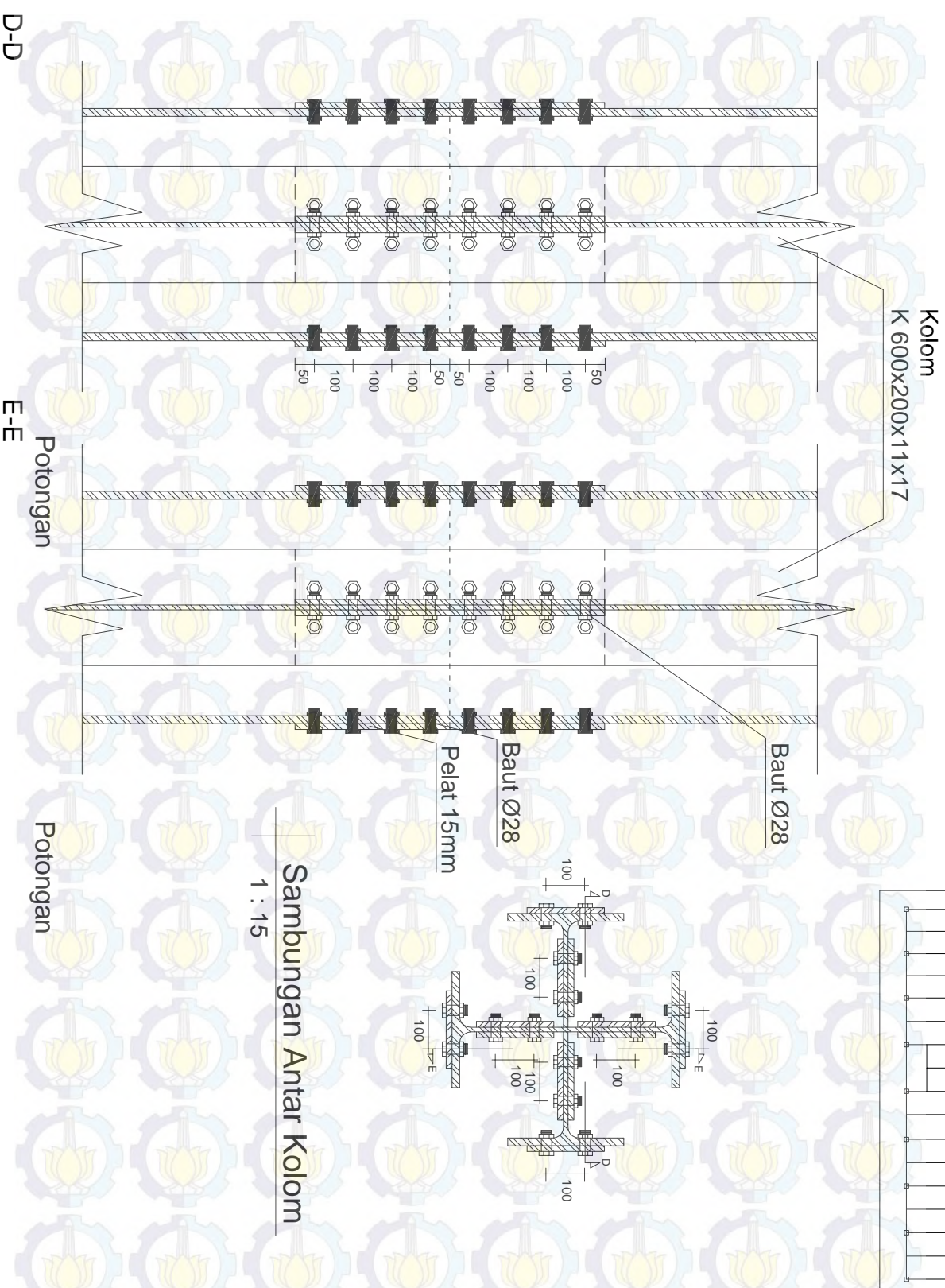
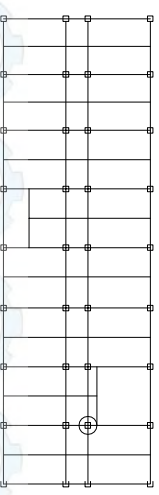
JUDUL GAMBAR

Sambungan Antar
Kolom

NOMOR GAMBAR

10 15

KETERANGAN





JURUSAN TEKNIK SIPIL,
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tamansari Surabaya
Menggunakan Struktur
Komposit Baja-Beton

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Stebia Dwi Arya Bina
3106100116

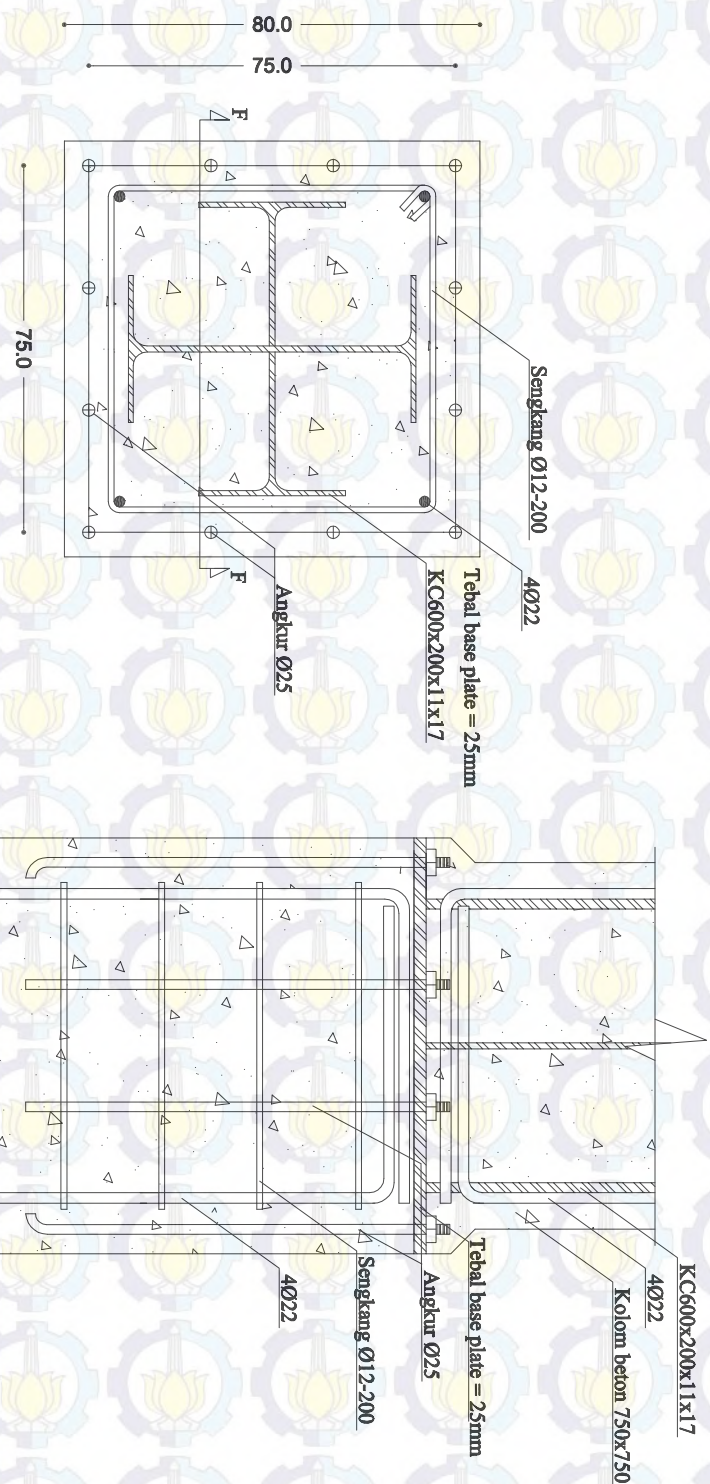
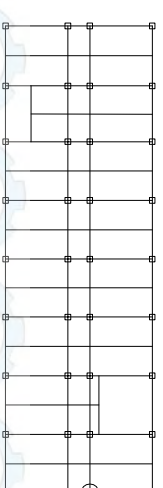
JUDUL GAMBAR

Sambungan Kolom
dengan Base Plate

NOMOR GAMBAR


11 15

KETERANGAN

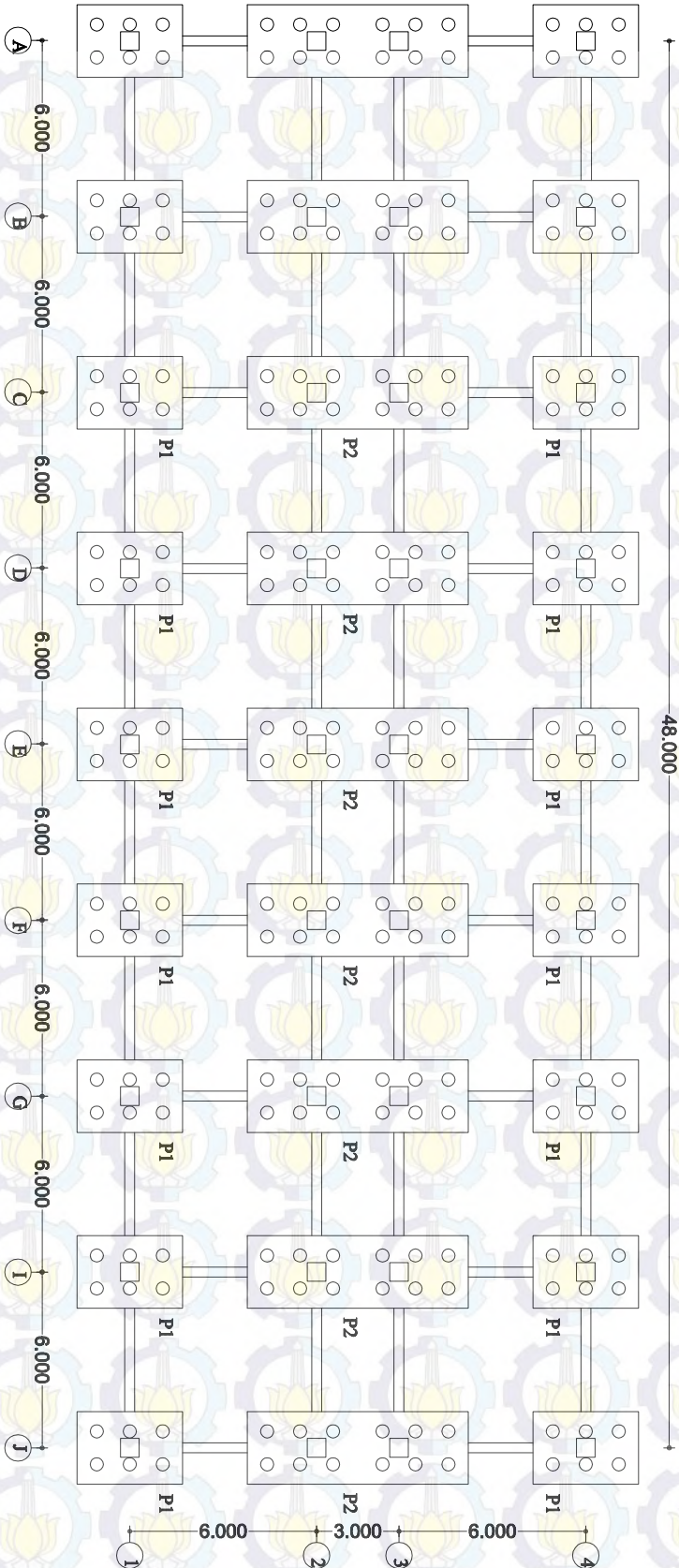


Sambungan Kolom
dengan Base Plate

Skala 1 : 10

 <p>JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS SURABAYA 2014</p>	
<p>JUDUL TTIGAS AKHIR</p> <p>Modifikasi Perencanaan Apartemen De Papilio Tanansari Surabaya Menggunakan Komposit Baja-Beton</p>	
<p>DOSEN PEMBIMBING</p>	
<p>ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D</p>	
<p>MAHASISWA</p>	
<p>Stebila Dwi Arya Bima 3106100116</p>	
<p>JUDUL GAMBAR</p>	
<p>Denah Pondasi</p>	
<p>NOMOR GAMBAR</p>	
12	15
<p>KETERANGAN</p>	

15.000



Denah Pondasi
Skala 1 : 300



Modifikasi Perencanaan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

Stebila Dwi Arya Bima
3106100116

Detail Penulangan Poer P1

13	15
----	----

KETERANGAN



Skala 1 : 75



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TUGAS AKHIR

Modifikasi Perencanaan
Apartemen De Papilio
Tamansari Surabaya
Menggunakan Struktur
Komposit Baja-Beton

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH VAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Stebia Dwi Arya Bina
3106100116

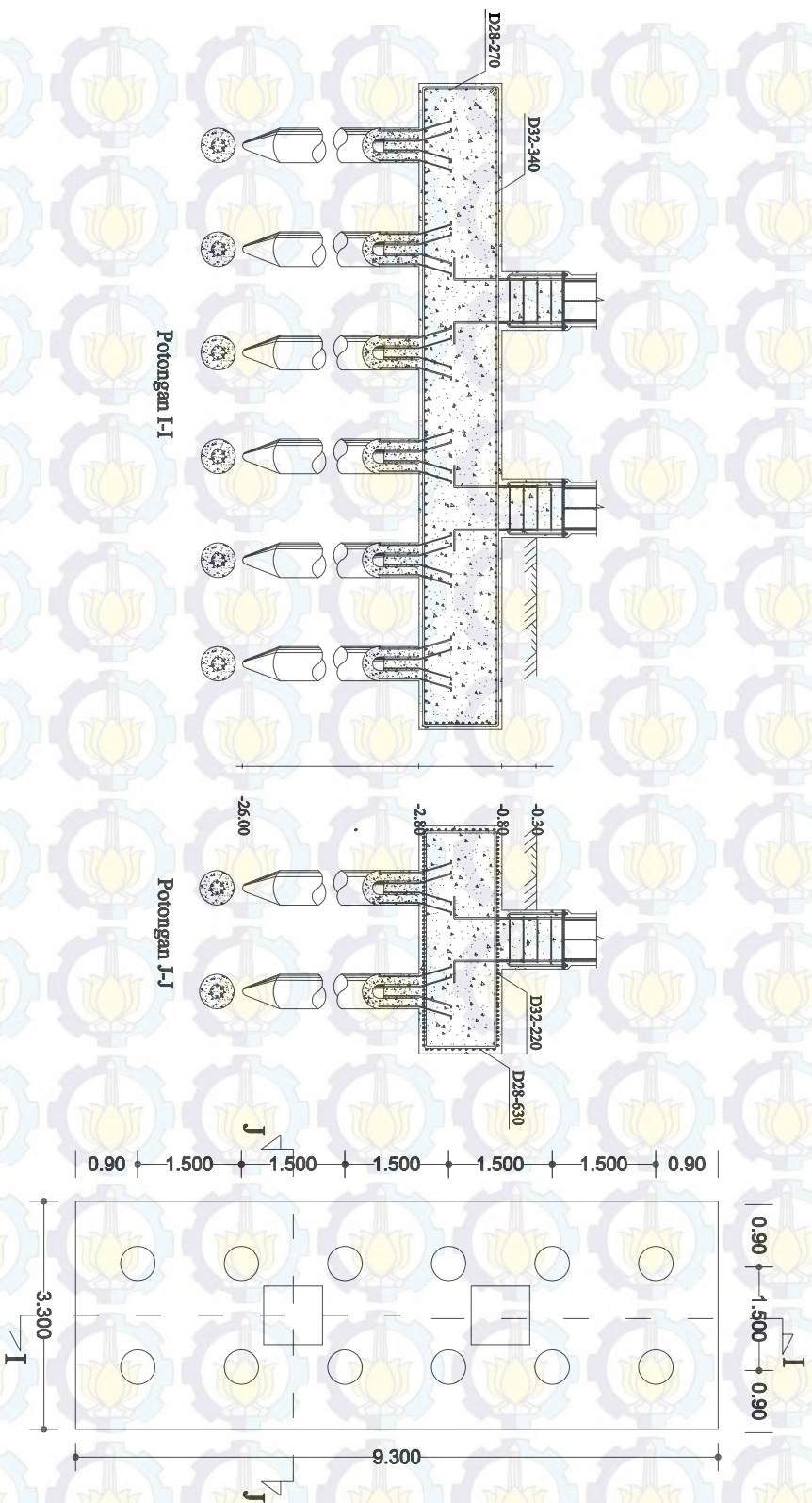
JUDUL GAMBAR

Detail Penulangan
Poer P2

NOMOR GAMBAR

14 15

KETERANGAN



Detail Penulangan Poer P2

Skala 1 : 100



JURUSAN TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS
SURABAYA
2014

JUDUL TUGAS AKHIR

**Modifikasi Perencanaan
 Apartemen De Papilio
 Tanansari Surabaya
 Menggunakan Komposit
 Baja-Beton**

DOSEN PEMBIMBING

ENDAH WAHYUNI, ST., M.Sc., Ph.D

MAHASISWA

Stebia Dwi Arya Bima
3106100116

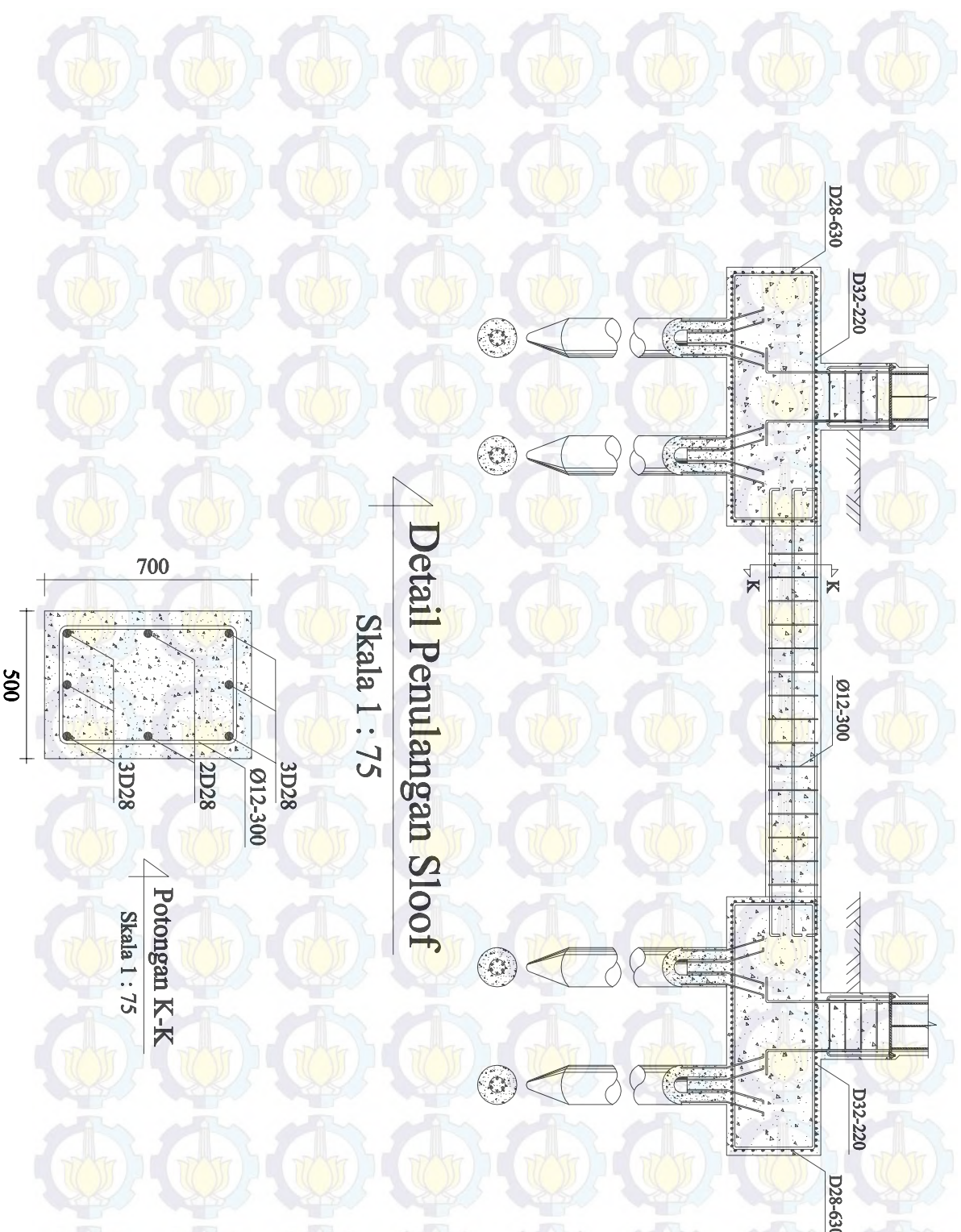
JUDUL GAMBAR

**Detail Penulangan
 Sloof**

NOMOR GAMBAR

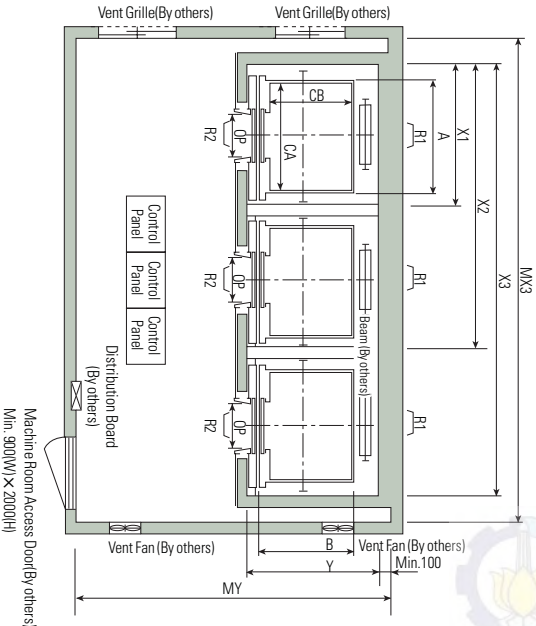
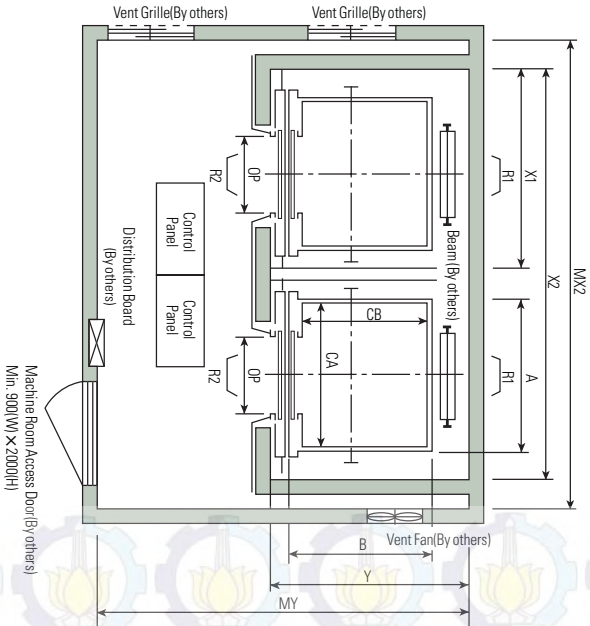
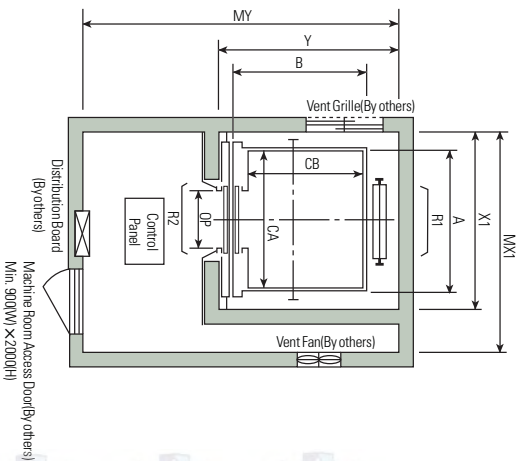
15 15

KETERANGAN

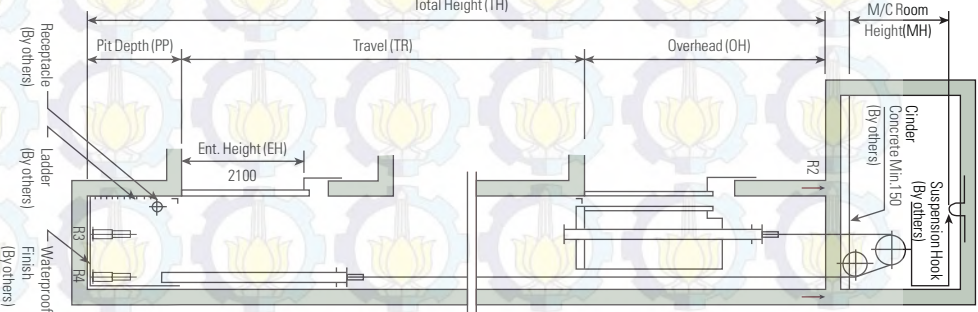


Layout Plan - LUXEN(Gearless Elevators) 1~2.5m/sec

Plan of Hoistway & Machine Room



Section of Hoistway



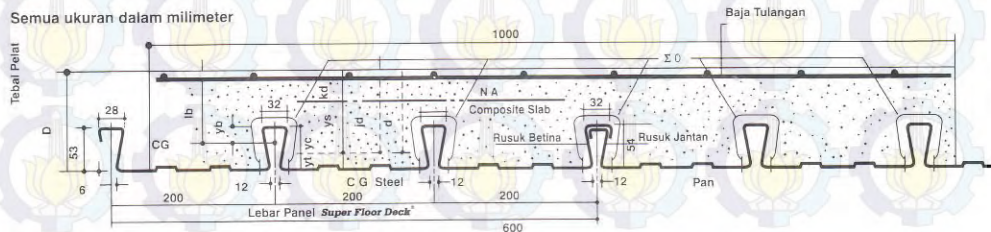
Speed (m/sec)	Capacity		Clear Opening	Car			Hoistway				M/C Room			M/C Room Reaction (kg)			
	Persons	kg		Internal CA X CB	External A X B	1Car X1	2Cars X2	3Cars X3	Depth Y	1Car MX1	2Cars MX2	3Cars MX3	Depth MY	R1	R2	R3	R4
1	6	450	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	5600	1430	2000	4000	6000	3200	3600	2000	5400	4500
	8	550	800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	5600	1610	2000	4000	6000	3400	4050	2250	6000	4900
	9	600	800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	5600	1710	2000	4000	6000	3500	4100	2450	6300	5100
	10	700	800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	5600	1830	2000	4000	6000	3600	4200	2700	6800	5400
1.5	11	750	800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	5600	1930	2000	4000	6000	3700	4550	2800	7100	5600
	13	900	900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	6350	1980	2300	4400	6800	3750	5100	3750	8100	6300
1.75	15	1000	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	6350	2130	2300	4400	6800	3850	5450	4300	8600	6600
	17	1150	1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	7250	2180	2600	4900	7500	3900	6600	5100	11000	8700
2.5 ^{Note 6)}	17	1150	1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	7850	2030	2800	5250	8300	3800				
	20	1350	1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	7250	2380	2600	4900	7500	4200	7800	6000	12200	9500
2.5 ^{Note 6)}	20	1350	1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	7850	2180	2800	5250	8300	4000				
	24	1600	1100	2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	7850	2430	2900	5400	8300	4300	8500	6800	13600	10400

- Notes :**
- Above hoistway dimensions are based on 15-storied buildings. For application to over 16-storied buildings, the hoistway dimensions shall be at least 5% larger considering the sloping of the hoistways.
 - Above dimensions are based on center opening doors. For applicable dimensions with side opening doors, consult Hyundai.
 - When non-standard capacities and dimensions are required to meet the local code, consult Hyundai.
 - The capacity in persons is calculated at 65kg/person. (EN81-75kg/person)
 - Above dimensions are applied in case the door is standard. In case fire protection door that the clear opening is over 1000mm is applied, hoistway size for 1 car should be applied above X1 dimension plus 100mm.
 - In case of 2m/sec and 2.5m/sec, hoistway size is above plus 100mm, the machine room size is above plus 100mm.

Speed (m/sec)	Overhead (O H)	Pit (PP)	M/C Room Height (MH)
1	4600	1500	2200
1.5	4800	1800	2400
1.75	5000	2100	2400
2	5000	2100	2600
2.5	5500	2400	2600

- Notes :**
- Machine room temperature should be maintained below 40°C with ventilating fan and/or air conditioner (if necessary) and humidity below 90%.
 - The minimum hoistway dimensions are shown on the above table. Therefore, some allowances should be made considering the sloping of the hoistways.
 - The minimum machine room height should be 2800mm in case of the traction machine with double isolation pad.
 - For gearless (1:1 roping) elevators, the minimum machine room height should be 2400mm.

Semua ukuran dalam milimeter



- Menunjukkan tabel plat beton untuk bentang tunggal, bentang ganda, dan bentang menerus.
- Kebutuhan tulangan negatif, serta perhitungan luas penampangnya, pada bentang ganda atau bentang menerus.
- Ketebalan plat beton pada bentang tertentu, serta berbagai beban (Super Imposed Load)
- Tiang penyangga sementara yang dibutuhkan untuk meniadakan lendutan awal pada waktu beton dan **Super Floor Deck®** belum berfungsi.




Tebal Pelat	Berat per satuan luas	Luas penampang	Penampang efektif penuh		Momen lentur positif			Momen lentur negatif			Ie	Gaya reaksi aman untuk perletakan tepi				Gaya reaksi aman untuk perletakan tengah			
					Yc	Yt	Ip	Zpc	Zpt	In		Znc	Znt	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	max	10 mm perletakan	Pertambahan per 10 mm	Max
mm	kg / m ²	mm ²	mm	mm	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ² x mm ²	10 ⁸ x mm ⁴	10 ³ x mm ³	10 ² x mm ²	10 ⁴ x mm ⁴	10 mm Of Bearing KN	Incrom, Per 10 mm Of Bearing KN	max KN	10 mm Of Bearing KN	Incrom, Per 10 mm Of Bearing KN	Max KN		
0.75	10.1	1241	38.6	15.4	0.511	13.15	33.14	0.309	10.21	10.73	0.425	3.76	0.99	8.11	15.01	1.14	19.19		

Znt = momen tahanan, puncak rusuk dalam daerah momen negatif (tegangan tarik)

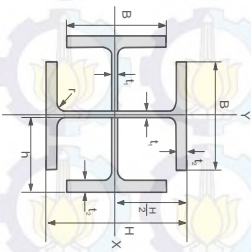
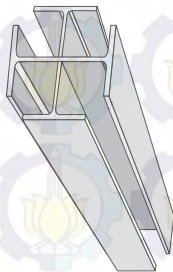
Super Floor Deck [®] 0.75 MM										BENTANG TUGALAN TANPA TULANGAN NEGATIF SAMPLE SPAN CONDITIONS WITHOUT NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG GANDA DENGAN TULANGAN NEGATIF DOUBLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT										BENTANG MENYERUP DENGAN TULANGAN NEGATIF MULTIPLE SPAN CONDITIONS WITH NEGATIVE REINFORCEMENT									
BEBAN BERGUNA SUPER IMPOSED LOAD KG/M ²		200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	750	1000	200	300	400	500	600	700	1000	200	300	400	500	600	700	1000										
TIAK PENYANGGA PROPPING	BENTANG SPAN M	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM	TOTAL PELAT SLAB DEPTH CM											
TANPA PENYANGGA NO. PROPS	1.50	9	9	9	9	9	9	9	9	0.75	9	0.91	9	1.07	9	1.24	9	1.40	9	1.66	9	2.08	9	0.59	9	0.73	9	0.85	9	0.98	9	1.11	9	1.31	9	1.65			
	1.75	9	9	9	9	9	9	10	9	1.03	9	1.25	9	1.48	9	1.71	9	1.94	9	2.29	10	2.53	9	0.81	9	0.99	9	1.17	9	1.35	9	1.53	9	1.81	10	2.80			
	2.00	9	9	9	9	9	9	10	9	1.36	9	1.65	9	1.95	9	2.26	9	2.57	9	3.04	10	3.35	9	1.07	9	1.31	9	1.55	9	1.79	9	2.03	9	2.39	10	2.65			
	2.25	9	9	9	9	9	9	10	11	9	1.73	9	2.12	9	2.50	9	2.90	9	3.29	9	3.89	11	3.85	9	1.37	9	1.68	9	1.98	9	2.30	9	2.60	9	3.08	11	3.04		
	2.50	9	9	9	9	9	10	14	9	2.16	9	2.65	9	3.13	9	3.62	9	4.11	10	4.29	14	3.69	9	1.71	9	2.09	9	2.48	9	2.86	9	3.25	10	3.39	14	2.92			
SATU BARIS PENYANGGA ONE ROW PROPS	2.75	10	10	10	10	11	12	15	9	2.64	9	3.24	9	3.83	10	3.94	11	4.02	12	4.29	15	4.23	9	2.09	9	2.25	9	3.02	10	3.11	11	3.18	12	3.39	15	3.33			
	3.00	10	10	10	10	11	12	13	9	3.17	9	3.87	10	4.10	11	4.28	12	4.41	13	4.74			9	2.51	9	3.07	10	3.25	11	3.38	12	3.49	13	3.75					
	3.25	11	11	11	11	12	13	14	10	3.41	10	4.13	10	4.87	12	4.65	13	4.83	14	5.22			10	2.70	10	3.27	10	3.84	12	3.67	13	3.82	14	4.12					
	3.50	12	12	12	12	13	13	15	11	3.68	11	4.42	11	5.18	12	5.44	13	5.64	15	5.71			11	2.90	11	3.49	11	4.09	12	4.29	13	4.46	15	4.51					
	3.75	13	13	13	13	14			11	4.25	11	5.11	11	5.99	13	5.83	14	6.09					11	3.36	11	4.04	11	4.73	13	4.61	14	4.81							
DUA BARIS PENYANGGA TWO ROW PROPS	4.00	14	14	14	14	15			12	4.55	12	5.43	12	6.33	14	6.24	15	6.55					12	3.59	12	4.28	12	4.98	14	4.93	15	5.17							
	4.50								13																														

Catatan : - BEBAN MATI (BERAT SENDIRI **Super Floor Deck**[®] DAN PELAT BETON) SUDAH DIPERHITUNGKAN
- BEBAN BERGUNA DALAM TABEL ADALAH JUMLAH BEBAN HIDUP DAN BEBAN-BEBAN FINISHING LAINNYA
- MUTU BAJA TULANGAN U - 48

Standard Sectional Dimension						Informative Reference							
Sectional Index	Depth of Section	Width of Section	Thickness		Corner Radius	Sectional Area	Unit Weight	Geometrical Moment of Inertia		Radius of Gyration of Area		Modulus of Section	
			Web	Flange				I_x	I_y	i_x	i_y	Z_x	Z_y
mm	mm	mm	t ₁	t ₂	r	A	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³
K 150 x 75	150	75	5	7	8	35.7	28	716	767	4.48	4.64	95.4	99.1
K 200 x 100	200	100	5.5	8	11	54.32	42.6	1,974	2,096	6.03	6.21	197.4	203.9
K 198 x 99	198	99	4.5	7	11	46.36	36.4	1,694	1,778	6.04	6.23	171.1	175.6
K 250 x 125	250	125	6	9	12	75.32	59.2	4,344	4,567	7.59	7.79	347.5	356.9
K 248 x 124	248	124	5	8	12	65.36	51.4	3,765	3,924	7.59	7.75	303.6	310.2
K 300 x 150	300	150	6.5	9	13	93.56	73.4	7,718	8,073	9.08	9.29	514.5	526.9
K 298 x 149	298	149	5.5	8	13	81.6	64	6,762	7,024	9.1	9.28	453.8	462.9
K 350 x 175	350	175	7	11	14	126.28	99.2	14,5541	5,128	10.75	10.95	831.7	847.5
K 346 x 174	346	174	6	9	14	105.36	82.8	11,892	12,321	10.62	10.62	687.4	700.0
K 400 x 200	400	200	8	13	16	168.24	132	25,440	26,519	12.3	12.55	1,272	1,299.9
K 396 x 199	396	199	7	11	16	144.32	113.2	21,450	22,267	12.19	12.19	1,083.3	1,105.1
K 450 x 200	450	200	9	14	18	193.52	152	35,370	36,861	13.52	13.52	1,572.0	1,605.7
K 500 x 200	500	200	10	16	20	228.4	179.2	29,940	52,189	14.79	15.7	1,997.6	2,046.6
K 600 x 200	600	200	11	17	22	268.8	212	79,880	83,229	17.24	17.24	2,662.7	2,724.4
K 588 x 300	588	300	12	20	28	385	302	127,020	132,585	18.16	18.16	4,320.4	4,419.5
K 700 x 300	700	300	13	24	28	471	369.7	211,800	220,791	21.21	21.65	6,051.4	6,193.3
K 800 x 300	800	300	14	26	28	534.8	419.8	303,700	315,027	23.83	24.27	7,592.5	7,740.2



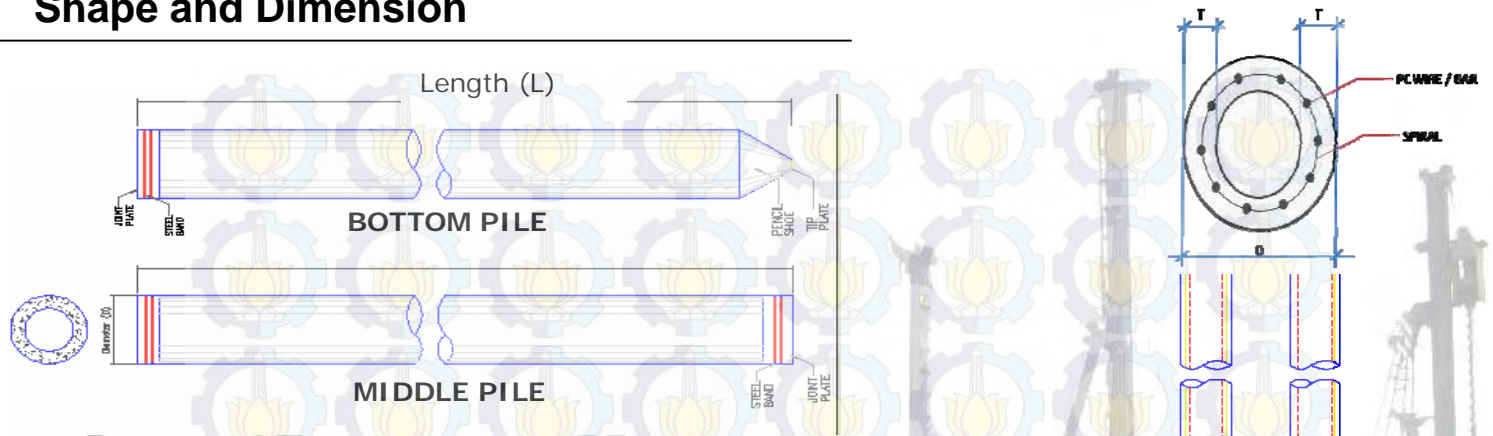
Remarks



NOTE:

- $H = H/2$ = Height of T-Beam
- Material specification refer to Wide Flange (W/F)
- Tolerance $H = \pm 2\text{mm}$
- Welded specification as per AWS E-6013
- Non standard sizes are available upon request and subject to minimum quantity

Shape and Dimension



Classification

Outside Diameter D (mm)	Wall Thickness T (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Unit Weight (kg/m)	Length L (M)	Bending Moment		Allowable Axial Load (Ton)
						Crack (Ton.m)	Ultimate (Ton.m)	
300	60	A2	452	113	6 - 13	2.50	3.75	72.60
		A3				3.00	4.50	70.75
		B				3.50	6.30	67.50
		C				4.00	8.00	65.40
350	65	A1	582	145	6 - 15	3.50	5.25	93.10
		A3				4.20	6.30	89.50
		B				5.00	9.00	86.40
		C				6.00	12.00	85.00
400	75	A2	766	191	6 - 16	5.50	8.25	121.10
		A3				6.50	9.75	117.60
		B				7.50	13.50	114.40
		C				9.00	18.00	111.50
450	80	A1	930	232	6 - 16	7.50	11.25	149.50
		A2				8.50	12.75	145.80
		A3				10.00	15.00	143.80
		B				11.00	19.80	139.10
		C				12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	290	6 - 16	10.50	15.75	185.30
		A2				12.50	18.75	181.70
		A3				14.00	21.00	178.20
		B				15.00	27.00	174.90
		C				17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1571	393	6 - 16	17.00	25.50	252.70
		A2				19.00	28.50	249.00
		A3				22.00	33.00	243.20
		B				25.00	45.00	238.30
		C				29.00	58.00	229.50
800	120	A1	2564	641	6 - 24	40.70	63.60	415.00
		A2				46.20	84.40	406.20
		A3				51.00	97.80	398.20
		B				55.70	108.20	390.80
		C				70.60	129.80	367.60
1000	140	A1	3872	946	6 - 24	75.00	117.90	614.00
		A2				82.30	139.80	604.80
		A3				93.30	170.90	590.60
		B				105.70	199.70	575.00
		C				123.60	229.90	552.90
1200	150	A1	4948	1237	6 - 24	120.00	180.00	802.40
		A2				130.00	195.00	794.00
		A3				145.00	217.50	778.10
		B				170.00	306.00	751.50
		C				200.00	400.00	721.10

11/15

TESTANA ENGINEERING, INC.		FILE 1. BORING LOG		GOL. TALE 2 BH-1	
PROJECT NO. 001/2010		DATE 12/04/2010		SCALE 1:100	
DEPTH (m)	SOIL DESCRIPTION	WATER BENT Pressure (kg/cm ²)	STANDARD TEST Penetration (kg/cm ²)	WATER CONTENT (%)	WATER BENT (%)
0.00	Topsoil				
1.00	Clay and silty clay, hard, brown	1.5	1.5		
2.00	Clay and silty clay, hard, brown	2.0	2.0		
3.00	Clay and silty clay, hard, brown	2.5	2.5		
4.00	Clay and silty clay, hard, brown	3.0	3.0		
5.00	Clay and silty clay, hard, brown	3.5	3.5		
6.00	Clay and silty clay, hard, brown	4.0	4.0		
7.00	Clay and silty clay, hard, brown	4.5	4.5		
8.00	Clay and silty clay, hard, brown	5.0	5.0		
9.00	Clay and silty clay, hard, brown	5.5	5.5		
10.00	Clay and silty clay, hard, brown	6.0	6.0		
11.00	Clay and silty clay, hard, brown	6.5	6.5		
12.00	Clay and silty clay, hard, brown	7.0	7.0		
13.00	Clay and silty clay, hard, brown	7.5	7.5		
14.00	Clay and silty clay, hard, brown	8.0	8.0		
15.00	Clay and silty clay, hard, brown	8.5	8.5		
16.00	Clay and silty clay, hard, brown	9.0	9.0		
17.00	Clay and silty clay, hard, brown	9.5	9.5		
18.00	Clay and silty clay, hard, brown	10.0	10.0		
19.00	Clay and silty clay, hard, brown	10.5	10.5		
20.00	Clay and silty clay, hard, brown	11.0	11.0		
21.00	Clay and silty clay, hard, brown	11.5	11.5		
22.00	Clay and silty clay, hard, brown	12.0	12.0		
23.00	Clay and silty clay, hard, brown	12.5	12.5		
24.00	Clay and silty clay, hard, brown	13.0	13.0		
25.00	Clay and silty clay, hard, brown	13.5	13.5		
26.00	Clay and silty clay, hard, brown	14.0	14.0		
27.00	Clay and silty clay, hard, brown	14.5	14.5		
28.00	Clay and silty clay, hard, brown	15.0	15.0		
29.00	Clay and silty clay, hard, brown	15.5	15.5		
30.00	Clay and silty clay, hard, brown	16.0	16.0		



BIODATA PENULIS

Stebila Dwi Arya Bima yang lahir di Magetan Jawa Timur pada tahun 1987, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis menempuh pendidikan formal yaitu di SDN Maospati IV Magetan, SLTPN 1 Madiun, dan melanjutkan ke SMAN 2 Madiun Jawa Timur. Setelah lulus dari SMAN 2 Madiun pada tahun 2006, penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun yang sama melalui jalur SPMB 2006 dan terdaftar sebagai mahasiswa dengan NRP 3106100116. Di Jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Struktur, dan mengerjakan Tugas Akhir dengan judul *“Modifikasi Perencanaan Apartemen De Papilio Tamansari Surabaya Dengan Menggunakan Struktur Komposit Baja-Beton”*. Selama kuliah, penulis pernah mengikuti berbagai seminar dan pelatihan dibidang keteknik-sipil. Selain itu juga, Penulis aktif berorganisasi di kampus, menjadi anggota himpunan mahasiswa sipil.